

Bau der Straßenbrücke über den Main bei Karlstadt.

Von Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Ulrich Finsterwalder, München.

Die im Jahre 1880 erbaute Straßenbrücke über den Main bei Karlstadt, die Vorgängerin der neuen Brücke, war eine Stahlfachwerkbrücke (Bild 1) mit einer nur 4,40 m breiten Fahrbahn und einerseits je 0,70 m breiten Gehsteigen. In den letzten Kriegsjahren

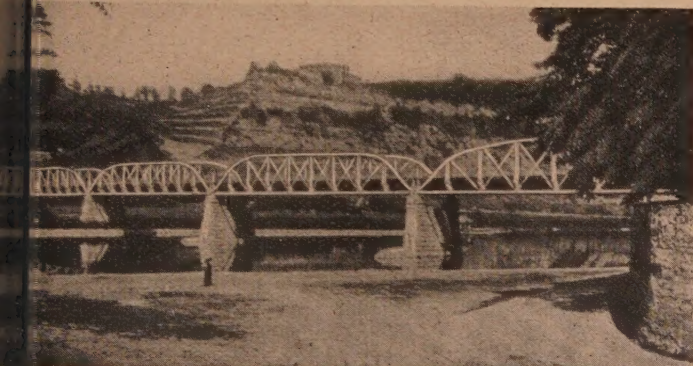


Bild 1. Die alte Brücke.

war die Tragfähigkeit dieser alten Brücke — ursprünglich für ein 12-t-Fahrzeug bestimmt — wegen erheblicher Rostschäden an den Traggliedern auf ein 12-t-Fahrzeug herabgesetzt worden. Die Brücke wurde also in keiner Weise mehr den Anforderungen des neuzeitlichen Verkehrs gewachsen. Während der Kampfhandlungen im Frühjahr 1945 wurde der Überbau teilweise zerstört; Pfeiler und Widerlager erlitten bei der Sprengung keinen Schaden.

Der Neubau der Brücke wurde im Jahre 1952 von der Obersten Baubehörde in Bayern öffentlich ausgeschrieben. Bei dieser Ausschreibung konnten Entwürfe für eine Ausführung in Stahl mit Stahlbetonfahrbahn oder in Spannbeton angeboten werden. 15 Stahlbauunternehmen und 18 Bauunternehmungen reichten einschließlich der Sondervorschläge insgesamt 43 Angebote ein. Nach eingehender Überprüfung der Entwürfe wurde die Firma Dyckerhoff & Widmann AG., Nürnberg, mit der Ausführung in Spannbeton, und zwar im freien Vorbau, beauftragt. Diese Bauart versprach die geringstmögliche Behinderung der Schifffahrt an der Baustelle und schloß das Wagnis unzuverlässiger Lehrgerüstgründungen auf den nahezu senkrechten Felsuntergrund aus.

Ausbildung des Überbaues.

Der gesamte Brückenzug besteht aus vier Öffnungen von je 39,69 m in den beiden Mittelöffnungen und je 39,76 m in den Außenfeldern (Bild 2). Der Überbau ist in seinen Stützweiten an die der zerstörten Stahlfachwerkbrücke gebunden, da die vorhandenen Pfeiler und Widerlager verwendet wurden. In Anbetracht der gegebenen örtlichen Verhältnisse wählte man ein statisches System einen Durchlaufträger, dessen Querschnitt als geschlossener Hohlkasten ausgebildet ist. Dieser besteht aus drei Längsträgern von je 50 cm Breite, der darauf ruhenden, 25 cm dicken Fahrbahnplatte, die auf beiden Seiten 35 m über die Längsträger auskragt, und einer Bodenplatte, deren Dicke von den Feldmitten zu den Pfeilern hin zunimmt (Bild 3). Die Trägerunterkante verläuft in den Mittelfeldern para-

allel, in den Endfeldern jedoch weitgehend parallel zur Oberkante (Bild 2).

Querträger sind nur über den Pfeilern und Widerlagern angeordnet. Die Steifigkeit des Hohlkastenquerschnittes reicht zur Lastverteilung quer zur Brückenachse aus. Auf dem Mittelpfeiler sind feste Linienkipplager, über den beiden anderen Pfeilern und den Widerlagern bewegliche Stelzenlager eingebaut.

Als Fahrbahnbelag ist eine 5 cm dicke Hartgußasphaltschicht verwendet worden, während Geh- und Radwege mit einer 2,5 cm dicken Asphaltschicht versehen sind.

2. Belastungsannahmen und Baustoffe.

Der Überbau ist für die Brückenklasse 60 der DIN 1072 — Lastannahmen für Straßen- und Wegebrücken — bemessen. Ferner liegen der statischen Untersuchung die Vorschriften DIN 1045 — Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton —, DIN 1075 — Berechnungsgrundlagen für massive Brücken — sowie DIN 4227 — Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonbauteile — zugrunde.

Der hoch beanspruchte Beton des Überbaues hat eine Betongüte B 300. Mit Rücksicht auf den raschen Baufortschritt beim freien Vorbau waren hohe Anfangsfestigkeiten erforderlich. Es wurde deshalb als Bindemittel ein doppelt gemahlener Zement Z 325 des Portlandzementwerkes Karlstadt gewählt. Zur besseren Verarbeitbarkeit des Betons wurde beim Mischen Plastiment zugesetzt. Als Spannbewehrung dient Vorspannstahl Sigma 60/90 der Hüttenwerke Rheinhausen AG. Die schlaife Bewehrung besteht aus Stahl I und II; die Linienkipplager und Stelzenlager sind aus St 50.11 ausgeführt. Zum Schutz gegen Korrosion wurden alle Walzflächen der Lager mit einem galvanisch aufgetragenen Überzug aus Hartchrom versehen.

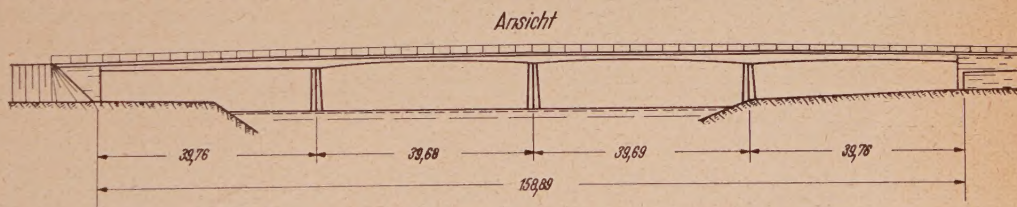


Bild 2. Brückenansicht.

3. Herstellungsvorgang.

Ursprünglich war beabsichtigt, den freien Vorbau von einem Ende beginnend in 53 aufeinanderfolgenden Abschnitten von 3 m Länge über die 4 Spannweiten von je rund 40 m in einer Richtung auszuführen, um einen stetigen Arbeitsrhythmus ohne Unterbrechung durch Umstellen der Vorbaugeräte zu erreichen. Da die Arbeiten aber zu spät in Gang kamen, jedoch vor Jahresende fertig sein

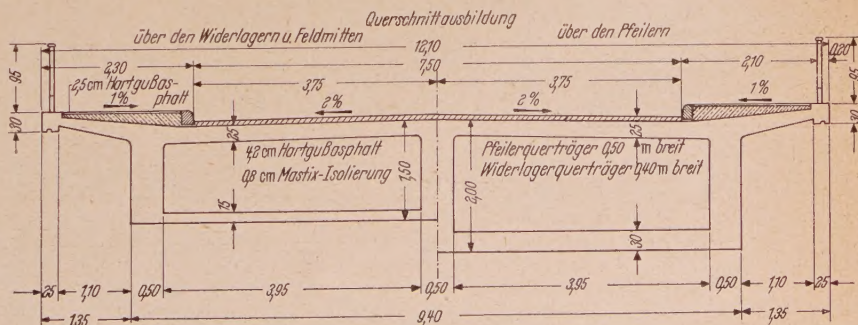


Bild 3. Querschnittausbildung.

mußten, konnte der einseitige freie Vorbau nur auf einer Strecke von 60 m im Bereich der Mittelöffnungen durchgeführt werden. Die beiden Außenöffnungen wurden von einem festen Gerüst aus, das von einer Öffnung zur anderen umgestellt wurde, betoniert, und in

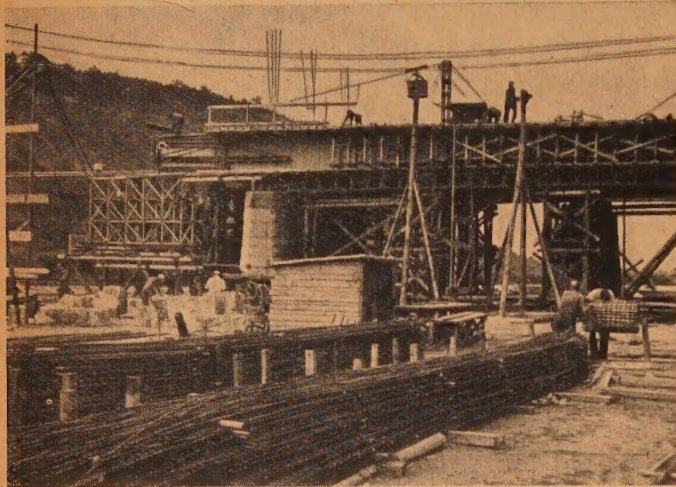


Bild 4. Eingerüstetes Endfeld an der Karlstadter Seite.

der 2. Mittelöffnung wurde mit einem zweiten Vorbauwagen eine 20 m lange Strecke frei vorgebaut. Bild 4 zeigt das eingerüstete Endfeld auf der Karlstadter Seite und die Montage des Vorbauwagens am Landpfeiler, von dem aus der einseitige freie Vorbau begann.

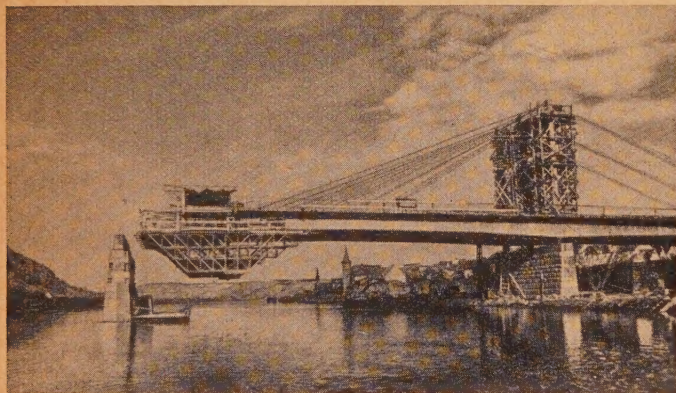


Bild 5. Lage des Vorbauwagens kurz vor Erreichen des Mittelpfeilers, Hilfs-Pylonen über dem rechten Pfeiler.

4. Statische Überlegungen bei der einseitigen Überbrückung der Karlstadter Flußöffnung im freien Vorbau und konstruktive Ausbildung der Pylonen.

Bei der statischen Berechnung mußte auf die Veränderung des statischen Systems und auf den Zeitpunkt der Lasteintragungen Rücksicht genommen werden. Nach Fertigstellung der Landöffnung auf der Karlstadter Seite war zunächst für die Lastfälle Eigengewicht und Vorspannung ein statisch bestimmter Balken auf zwei Stützen

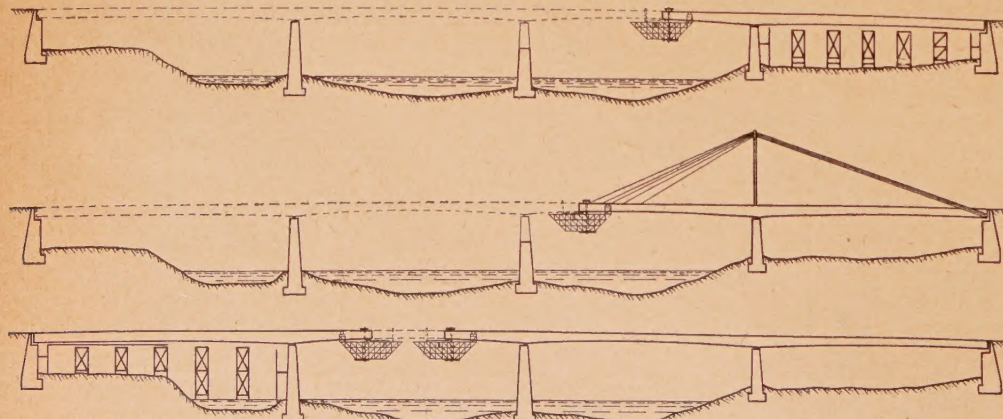


Bild 7. Schema des freien Vorbaus.

vorhanden. Mit dem Einsetzen des freien Vorbaues nach der Karlstadter Flußöffnung hin entstand dann ein Träger auf zwei Stützen mit Kragarm. Hierbei blieb bis etwa Feldmitte dieser Öffnung das auftretende Stützmoment unter dem Größtwert des Endzustandes.

Jeder weitere Vorbauabschnitt wurde mittels einstellbarer Spannstäbe $\varnothing 26$ mm an einem auf dem Pfeiler stehenden Hilfspylon aufgehängt, der seinerseits gegen den über dem Widerlager liegenden Trägereil rückverankert war (Bild 5).

Der Spannweg wurde so errechnet, daß der Brückenträger über dem Pfeiler sowohl ohne als auch mit der Last des Vorbauabschnittes keine zusätzliche Bewehrung benötigte. Im Verlauf des Vorbaues von der Mitte der Öffnung bis zum Mittelpfeiler, der 6 Abschnitte umfaßte, entstand schließlich ein 6fach statisch unbestimmtes System. Beim weiteren Vorbau bis zur Mitte der dritten Öffnung wurden die Spannanker schrittweise abgebaut bis nach Entfernung sämtlicher Anker ein einfach statisch unbestimmter Zweifeldbalken mit Kragarm übrigblieb (Bild 6). Für alle Lastfälle wurden die Durchbiegungen und Spannwege vorher rechnerisch ermittelt und während des Baues durch Nivellements überprüft. Korrekturen waren nicht erforderlich.

Nach dem Zusammenschluß mit dem von der Mühlbacher Land-



Bild 6. Die beiden Vorbauwagen in der Mühlbacher Flußöffnung vor dem Zusammenschluß

öffnung frei vorgebauten Kragarm ergab sich schließlich ein 3fach statisch unbestimmter Durchlaufträger. Auf dieses nun endgültige System wirken die Verkehrslast und das Gewicht der Aufbauten. Alle diese Veränderungen wurden in der Berechnung verfolgt, so daß eine genaue Kenntnis der Beanspruchungen im Überbau, in den Pylonen und in den Verankerungsstäben erhalten wurde.

Die einzelnen Bauzustände sind in Bild 7 schematisch dargestellt.

Nur auf Grund der besonderen Sorgfalt mit der die Berechnung durchgeführt wurde, war es möglich, die Höhenlage des Überbaues genau einzuhalten und die getrennt voneinander ausgeführten Überbauteile einwandfrei zusammenzuschließen.

Der dreiteilige Hilfspylon von 12,50 m Höhe wurde aus Stahlbeton mit Säulenquerschnitten von 55/55 cm gebaut. Er war gegen Knicken durch einen auf halber Höhe liegenden Riegel ausgesteift und vorgespannt. Als Stäbe für das Hängewerk dienten 6 Stränge $\varnothing 26$ mm aus St 90 je Vorbauabschnitt, die an der Stirnseite der Vorbauabschnitte, an den Pylonenköpfen und an den Enden des Überbaues über dem Widerlager verankert waren. Die Verankerung am Pylonenkopf zeigt Bild 8.

Sämtliche hierbei verwendeten Ankerstäbe konnten nach Beendigung des Vorbaues durch Herausdrehen aus den Verankerungsmuttern wiedergewonnen werden.

Für die Ausführung der letzten Abschnitte vor dem Mittelpfeiler war zur Kippsicherung ein Ballast auf dem Überbau am Karlstadter Widerlager nötig.

5. Der freie Vorbau.

Das Ausführungsprinzip des freien Vorbaues beruht darauf, daß der Überbau in Längen von 3,0 m betoniert wird¹⁾. Zur Herstellung

¹⁾ Einzelheiten über das Verfahren des freien Vorbaues in DYWIDAG-Spannbeton siehe Finsterwalder: „Straßenbrücke über den Rhein in Worms“ B. u. St. 48 (1953), Heft 1, S. 1 ff.

Der Abschnitt dient ein Vorbauwagen mit Arbeitspodesten (Bild 9), der auch die Schalung in den jeweils nächsten Abschnitt transportieren hat. Die Seitenschalungen sind als Träger konzipiert, die sowohl das Gewicht der Decken- und Bodenplatten als auch die Betonlast eines Abschnittes aufzunehmen haben. Diese Schalungsträger werden mit Bolzen aus St 90 unter Zwischenschaltung von Bleiplatten und Hartholzpolstern am Beton des vorigen Teiles mittels der Spannpressen angedrückt, so daß die Lasten durch Reibungsdruck übertragen werden. — Die Schalung für die obere und untere Platte erhält ihre Unterstützung vorn an den

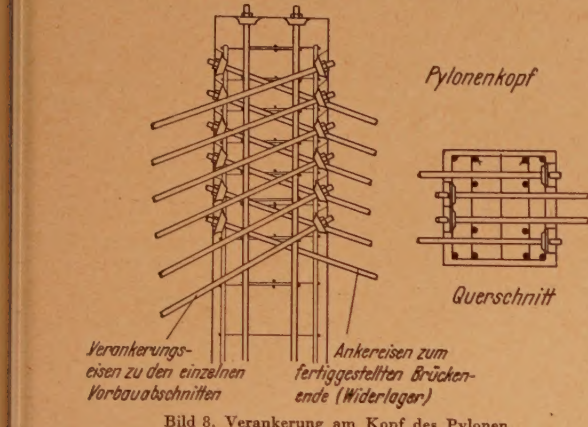


Bild 8. Verankerung am Kopf des Pylonen.

Quervorspannung. Die nach zwei Richtungen unter Vorspannung stehende Fahrbahnplatte bleibt dadurch rissfrei, so daß auf die bei Brücken sonst übliche Abdichtung verzichtet werden konnte.

7. Bauausführung.

Mit den Bauarbeiten wurde Ende April 1952 begonnen. Zunächst war die alte Stahlbrücke abzureißen unter gleichzeitiger Inangriffnahme der Verbreiterungsarbeiten an den Pfeilern und Wider-

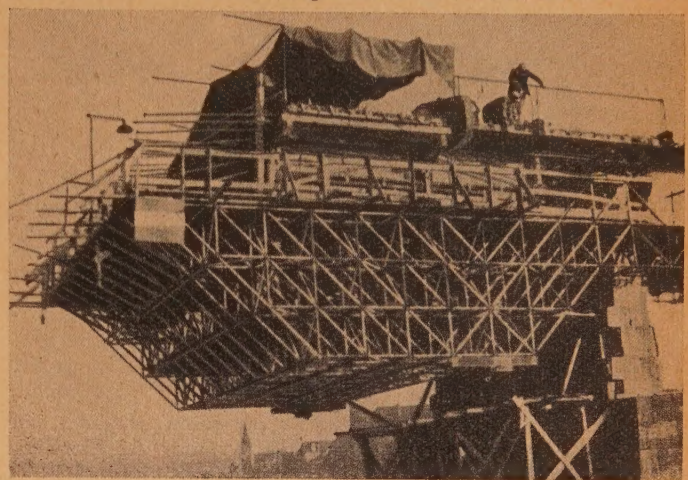


Bild 9. Vorbauwagen.

Schalungsträgern, während sie rückwärts auf den fertigen Beton angeklemt wird. Als Schalung der Sichtflächen wurden lamellierte und gefaltete Bretter von 25 mm Dicke verwendet.

Während des Vorbaues waren die Seitenlager auf den Pfeilern gegen mögliche Verschiebungen festzulegen. Hierzu wurden die oberen und unteren Lagerplatten mit Stahlblechen verbunden, die 26 t Horizontalkraft aufnehmen konnten. Nach dem Aufsetzen des Überbaues auf das feste Lager bzw. nach dem Zusammenschluß wurden diese entfernt.

Konstruktive Durchbildung des Überbaues.

Die Vorspannung wurde nach dem Verfahren der Dyckerhoff & Widmann K.G.²⁾ unter Verwendung von Spannstahl 60/90 mit Stäben $\varnothing 26$ mm durchgeführt.

Das Brückentragwerk steht sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung unter Vorspannung, wobei die Längsbewehrung den Hauptzugspannungstrajektorien angepaßt und entsprechend den im Durchlaufträger auftretenden Momenten abgestuft ist. In den Querschnitten wurde die Längsbewehrung in eine obere und eine untere Bewehrung aufgeteilt. Während des Vorbaues wurde die untere liegende Spannbewehrung längsbeweglich mitgeführt. Erst nach Erreichen des Mittelpfeilers bzw. nach dem Zusammenschluß des Überbaues wurde sie gespannt. Bild 10 zeigt in schematischer Darstellung die Führung der im Längsträger eingebauten Spannbewehrung. Die im Vorbau verwendeten Spannstäbe hatten eine Stablänge von 6 m. An jedem Vorbauabschnitt wurde abwechselnd die Hälfte von ihnen angemufft, während die andere Hälfte bis zum nächsten Vorbauabschnitt durchlief.

Bei der Konstruktion des Überbaues wurde der größte Wert darauf gelegt, eine möglichst steife Fahrbahnplatte zu erhalten. Im Stahlbetonbau ist dieses Prinzip leicht zu verwirklichen, da die Fahrbahnplatte nicht tote Last, sondern ein Teil der Haupttragkonstruktion ist. Sie erhält aus der Vorspannkraft der Längsträger eine Längsvorspannung und durch querliegende Spannglieder eine

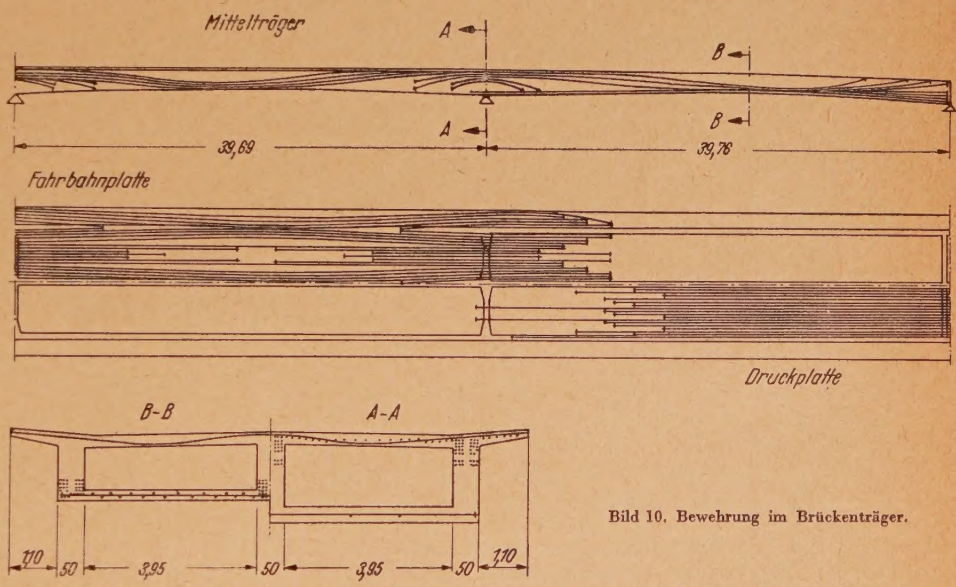


Bild 10. Bewehrung im Brückenträger.

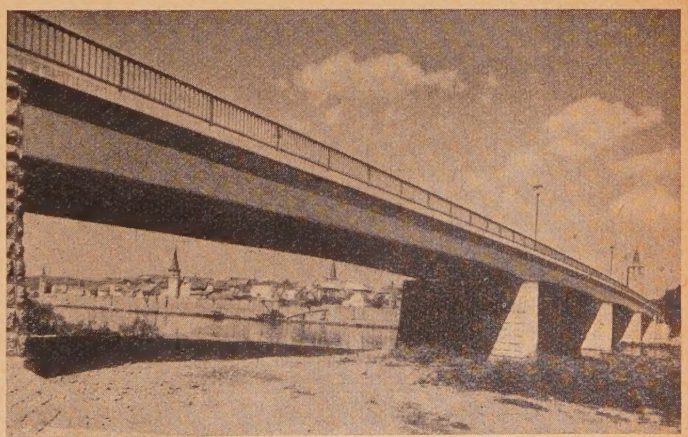


Bild 11. Die fertige Brücke.

lagern. Als erster Abschnitt des Überbaues konnte im August 1952 die Karlstadter Landöffnung betoniert werden. Bereits Ende August begann auf der Karlstadter Seite vom Landpfeiler aus der Vorbau. Er umfaßte insgesamt 18 Arbeitsabschnitte, für die immer die

²⁾ Einzelheiten über das DYWIDAG-Spannbeton-Verfahren u. a. in B. u. St. 46 (1951), Heft 6, S. 131 ff. u. Heft 9, S. 197 ff. sowie Bauingenieur 27 (1952), Heft 5, S. 142 ff.

gleiche Schalung verwendet wurde. Nach dem 3. Vorbauabschnitt wurde die Landöffnung Karlstadt ausgerüstet, das dort frei gewordene Lehrgerüst über den Fluß geschafft und auf der Mühlbacher Seite wieder aufgebaut. Die dortige Landöffnung wurde Anfang November betonierte, so daß gegen Ende des gleichen Monats mit dem inzwischen montierten zweiten Wagen der freie Vorbau in der Mühlbacher Flußöffnung über insgesamt 6 Vorbauabschnitte beginnen konnte. In der zweiten Dezemberhälfte standen die beiden Vorbauwagen zum Schließen des Überbaues in Feldmitte der Mühlbacher Stromöffnung. Am 18. Dezember 1952 brachte man den Beton des letzten Vorbauabschnittes ein.

Die, gemessen an der umfangreichen Bauleistung, kurze Bauzeit war nur durch umsichtige Organisation und durch Einsatz guter Arbeitskräfte zu erreichen. Bild 11 zeigt die fertige Brücke. Am

22. Dezember 1952 konnte termingemäß der Fährbetrieb eingestellt und der Personenverkehr über die neue Brücke geleitet werden.

Infolge der Einteilung der Arbeit in 24 gleichartige Abschnitte konnte die Flußöffnung in knapp vier Monaten hergestellt werden. Im Durchschnitt benötigte man zur Ausführung eines Abschnittes etwa 5 Tage.

Während der Gesamtbauzeit wurden laufend der verwendete Zement, die Zuschlagstoffe und der Beton geprüft. Infolge der in den Monaten November/Dezember einsetzenden kalten Tage mußten Frostschutzmaßnahmen getroffen werden. Sie ließen sich jedoch bei den kleinen und übersichtlichen Arbeitsabschnitten leicht und sicher vornehmen.

Die örtliche Bauleitung lag in den Händen von Herrn Regierungsbaurat Strasser vom Straßen- und Flußbauamt Würzburg.

Die freitragende Wendeltreppe.

Von Dr.-Ing. Wilhelm Fuchssteiner, Darmstadt.

Auf Wunsch der Schriftleitung sollen hier einige Fragen der Bemessung und Bewehrung der freitragenden Wendeltreppen noch einmal besprochen werden, wobei einige Ausführungen, die bereits im Betonkalender¹⁾ gemacht wurden, hier wiederholt werden müssen.

Die Grundlage für die hier entwickelte Berechnung ist die Statik der statisch unbestimmten stabförmigen Systeme, die allerdings hier auf räumlich gekrümmte (und zwar schraubenförmige) Stäbe anzuwenden ist. Über die Genauigkeit bzw. die Fehlergröße ist folgendes zu bemerken:

1. Die Stabstatik nimmt an, daß die Spannungen sich im Stabquerschnitt linear verteilen. Für Stoffe, die dem Hookeschen Gesetz gehorchen, ist dies um so richtiger, je kleiner die Querschnittsabmessungen im Vergleich zur Länge und zum Krümmungsradius der Stabachse sind. Indessen ist es üblich (z. B. in der Rahmenstatik), auch dann noch von dieser Annahme auszugehen, wenn die Querschnittsabmessungen und die Stabkrümmungen (an Rahmenecken) groß sind. Wenn wir also bei Wendeltreppen die gleiche Annahme treffen, kann der entstehende Fehler nicht größer werden als bei Rahmen mit hohen Querschnitten.
2. Dasselbe gilt für die Vernachlässigung von Formänderungen aus Normal- und Schubspannungen, nicht aber aus Verdrehungsspannungen. Es besteht also für praktische Zwecke kein Bedürfnis, genauer zu rechnen und etwa eine Biegetheorie für Schraubenschalen zu entwickeln.
3. Vor allen Dingen aber ist noch eine weitere Vereinfachung notwendig. In der Regel werden bei Wendeltreppen die Stufen monolithisch auf den Lauf aufbetoniert. Den dementsprechend starken Wechsel des Trägheitsmoments zu berücksichtigen wäre auf keinem Wege — am wenigsten aber in einer strengen Theorie — praktisch durchführbar. Wir sind deshalb irgendwie gezwungen, die Laufplatte ohne Stufen und auch ohne Rücksicht auf die stark wechselnden Stahleinlagen als den isotropen tragenden Querschnitt anzusehen. Die Vernachlässigung der Anisotropie der Laufplatte bringt einen schwer übersehbaren Fehler in die Rechnung, der jedes „strenge“ Ergebnis fragwürdig macht.

Nun ist es zweierlei, ob man die erwähnten Annahmen nur zum Zwecke der Ermittlung von statisch unbestimmten Größen — und damit von Schnittkräften — macht, oder ob man sie der Bemessung für eben diese Schnittkräfte zugrunde legt.

Das erstere tun wir ohne Bedenken,

- a) weil kaum irgendwo in der Hochbaustatik, wo Ecken, Krümmungen, Vouten u. a. vorkommen, genauer gerechnet wird,
- b) weil Fehler in den statisch unbestimmten Größen — selbst erheblich größere als hier — für die Beurteilung der Sicherheit bei den gebräuchlichen Baustoffen ohne Belang sind.

Für die Bemessung oder die Spannungsberechnung kann aber nur die Annahme 1 (lineare Spannungsverteilung in krummen Stäben) einen Fehler bedeuten.

Die Abmessungen der Treppe seien nach Bild 1 bezeichnet.

Die über die Laufbreite zusammengefaßte Last habe die Re-

sultierende q (in kg/m Grundriß), deren Abstand von der Laufachse sein möge. q und e können beide noch von φ abhängig sein.

Die für die Bemessung maßgebenden Schnittkräfte (Bild 2a) werden auf einen Laufquerschnitt bezogen, der rechtwinklig zur Laufachse steht. Bei der Herleitung der Gleichgewichtsbedingungen

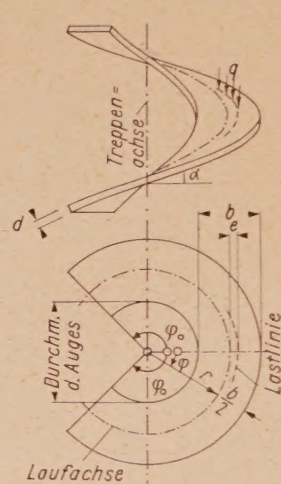


Bild 1.

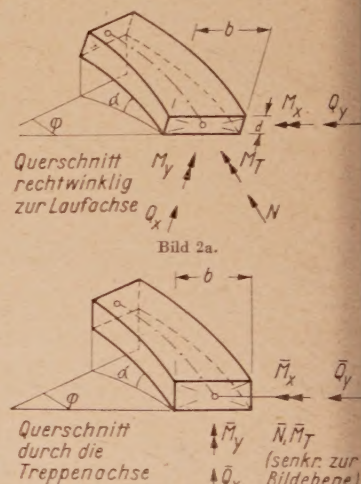


Bild 2a.

Bild 2b.

ist es aber vorteilhafter, mit Schnittkräften zu arbeiten, die auf einen Querschnitt bezogen werden, der im Raume senkrecht steht, also in einer Ebene durch die Treppenachse liegt. Diese Ersatz-Schnittkräfte werden durch einen Querstrich gekennzeichnet (Bild 2b).

Schnittkräfte und Ersatz-Schnittkräfte stehen in folgendem Zusammenhang:

$$\left. \begin{aligned} \bar{N} &= N \cos \alpha - Q_x \sin \alpha; & N &= \bar{Q}_x \sin \alpha + \bar{N} \cos \alpha; \\ \bar{Q}_x &= N \sin \alpha + Q_x \cos \alpha; & Q_x &= \bar{Q}_x \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha; \\ \bar{Q}_y &= Q_y; & Q_y &= \bar{Q}_y; \\ \bar{M}_T &= M_T \cos \alpha - M_y \sin \alpha; & M_T &= \bar{M}_y \sin \alpha + \bar{M}_T \cos \alpha; \\ \bar{M}_x &= M_x; & M_x &= \bar{M}_x; \\ \bar{M}_y &= M_T \sin \alpha + M_y \cos \alpha; & M_y &= \bar{M}_y \cos \alpha - \bar{M}_T \sin \alpha. \end{aligned} \right\} (1)$$

Wir rechnen φ in Richtung des fallenden Treppenteils positiv. Die Steigung $\tan \alpha$ der Laufachse bezeichnen wir immer als positiv. Dann ergibt sich für rechts- und linksgängige Treppen einheitlich folgende Vorzeichenregel:

- Positive N erzeugen Druck,
- positive M_x erzeugen am unteren Rand Zug,
- positive M_y erzeugen am inneren Rand Zug,

sieht man den Querschnitt in Richtung auf den steigenden Treppenteil, so wirken: positive Q_x nach oben, positive Q_y nach innen, positive M_T bei rechtsgängigen Treppen (wie in Bild 1) rechtsdrehend, bei linksgängigen linksdrehend.

An Hand des Bildes 3 ergeben sich folgende Gleichgewichtsbedingungen:

¹⁾ Betonkalender 1954, Bd. 2, S. 185, Berlin 1954, Wilh. Ernst & Sohn.

Verschieben:

$$\begin{aligned} \text{radial} \quad \bar{N} - \frac{d\bar{Q}_y}{d\varphi} &= 0, \\ \text{tangential} \quad \frac{d\bar{N}}{d\varphi} + \bar{Q}_y &= 0, \\ \text{senkrecht} \quad qr - \frac{d\bar{Q}_x}{d\varphi} &= 0, \end{aligned}$$

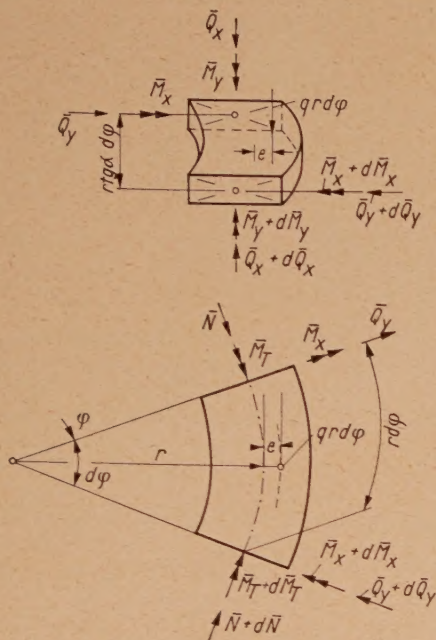


Bild 3.

Verdrehen:

$$\begin{aligned} \text{i. d. Radial-Ebene} \quad qre + r \operatorname{tg} \alpha \bar{Q}_y + \frac{d\bar{M}_T}{d\varphi} + \bar{M}_x &= 0, \\ \text{i. d. Tangential-Ebene} \quad r\bar{Q}_x - r \operatorname{tg} \alpha \bar{N} - \bar{M}_T + \frac{d\bar{M}_x}{d\varphi} &= 0, \\ \text{i. d. Grundriß-Ebene} \quad r\bar{Q}_y - \frac{d\bar{M}_y}{d\varphi} &= 0. \end{aligned}$$

Die Lösungen dieser Differential-Gleichungen sind, wie sich durch einsetzen leicht bestätigen läßt:

$$\left. \begin{aligned} \bar{Q}_x &= r \int_0^\varphi q d\varphi + \frac{1}{r} X_1 \sin \varphi, \\ \bar{Q}_y &= \frac{1}{r} (X_5 \cos \varphi + X_3 \sin \varphi), \\ \bar{N} &= -\frac{1}{r} (X_5 \sin \varphi - X_3 \cos \varphi), \\ \bar{M}_x &= f(\varphi) + X_4 \sin \varphi + X_6 \cos \varphi \\ &\quad + \operatorname{tg} \alpha (X_3 \varphi \cos \varphi - X_5 \varphi \sin \varphi), \\ \bar{M}_y &= -\cos \alpha (X_1 + X_2) + X_5 \sin \varphi - X_3 \cos \varphi, \\ \bar{M}_T &= f'(\varphi) + r^2 \int_0^\varphi q d\varphi + X_4 \cos \varphi - X_6 \sin \varphi \\ &\quad + \sin \alpha X_1 - \operatorname{tg} \alpha (X_3 \varphi \sin \varphi + X_5 \varphi \cos \varphi). \end{aligned} \right\} (2)$$

Hierin ist $f(\varphi)$ eine Lösung der Differentialgleichung

$$f''(\varphi) + f(\varphi) = -qr(r+e). \quad (3)$$

Die Integrationskonstanten X_1 bis X_6 sind statisch unbestimmte Größen. Setzen wir in (2) überall $\varphi = 0$, so erhalten wir

$$\left. \begin{aligned} \bar{Q}_x(0) &= \frac{1}{r} \sin \alpha X_1, & \bar{M}_x(0) &= f(0) + X_6, \\ \bar{Q}_y(0) &= \frac{1}{r} X_5, & \bar{M}_y(0) &= -\cos \alpha (X_1 + X_2) - X_3, \\ \bar{N}(0) &= \frac{1}{r} X_3, & \bar{M}_T(0) &= f'(0) + X_4. \end{aligned} \right\} (4)$$

Die Deutung unseres Systems ist demnach folgende: Die oben und unten eingespannte Treppe ist 6fach statisch unbestimmt. Das statisch bestimmte Grundsystem entsteht durch einen Schnitt bei $\varphi = 0$. In diesem Schnitt lassen wir die statisch unbestimmten Größen angreifen, deren Richtung durch (4) definiert wird.

Aus (2) bestimmen wir nach (1) die Schnittkräfte:

$$\begin{aligned} N &= r \sin \alpha \cdot \int_0^\varphi q d\varphi + \frac{1}{r} \sin^2 \alpha X_1 \\ &\quad - \frac{1}{r} \cos \alpha (X_5 \sin \varphi - X_3 \cos \varphi), \\ Q_x &= r \cos \alpha \cdot \int_0^\varphi q d\varphi + \frac{1}{r} \sin \alpha \cos \alpha X_1 \\ &\quad + \frac{1}{r} \sin \alpha (X_5 \sin \varphi - X_3 \cos \varphi), \\ Q_y &= \frac{1}{r} (X_5 \cos \varphi + X_3 \sin \varphi), \\ M_T &= \cos \alpha (f'(\varphi) + r^2 \int_0^\varphi q d\varphi - \sin \alpha X_2 + X_4 \cos \varphi - X_6 \sin \varphi) \\ &\quad - \sin \alpha (X_3 \varphi \sin \varphi + X_5 \varphi \cos \varphi + X_3 \cos \varphi - X_5 \sin \varphi), \\ M_x &= f(\varphi) + \operatorname{tg} \alpha (X_3 \varphi \cos \varphi - X_5 \varphi \sin \varphi) \\ &\quad + X_4 \sin \varphi + X_6 \cos \varphi, \\ M_y &= -\sin \alpha [f'(\varphi) + r^2 \int_0^\varphi q d\varphi + X_4 \cos \varphi - X_6 \sin \varphi \\ &\quad - \operatorname{tg} \alpha (X_3 \varphi \sin \varphi + X_5 \varphi \cos \varphi)] \\ &\quad + \cos \alpha (X_5 \sin \varphi - X_3 \cos \varphi) - X_1 - \cos^2 \alpha X_2. \end{aligned} \quad (5)$$

1. Die statisch bestimmte Kragtreppe.

Dieser Fall kommt zwar selten vor, soll aber doch erwähnt werden, weil er denkbar einfach ist. Wir legen zweckmäßig den Koordinaten-Anfangspunkt an das obere, freie Ende der Treppe. Dort sollen keinerlei Kräfte oder Momente angreifen. Deshalb ist nach (4)

$$X_1 = X_2 = X_3 = X_5 = 0, \quad X_4 = -f'(0), \quad X_6 = -f(0). \quad (6)$$

Die Treppe sei belastet mit

$$q = b(g+p) = \text{const (kg/m Grundriß)}.$$

Bei gleichmäßig verteilter Last liegt deren Schwerpunkt bei

$$e = b^2/12r = \text{const.}$$

Diese Behauptung soll nicht ausführlich begründet werden. Es sei nur darauf hingewiesen, daß für $b = 2r$ (also bei einer Treppe mit dem Augendurchmesser Null) das Belastungselement ein Dreieck mit der Höhe $2r$ und der Grundlinie $2rd\varphi$ ist, dessen Schwerpunkt $\frac{2}{3} \cdot 2r = 4r/3$ von der Treppennachse entfernt ist. Mithin ist $e = 4r/3 - r = r/3$, was mit der obigen Formel übereinstimmt. Mit $qr(r+e) = \text{const}$ wird nach (3)

$$\begin{aligned} f(\varphi) &= -qr(r+e), \\ f'(\varphi) &= 0. \end{aligned}$$

Hiermit wird dann nach (5) und (6)

$$\begin{aligned} N &= qr \varphi \sin \alpha, \\ Q_x &= qr \varphi \cos \alpha, \\ Q_y &= 0, \\ M_T &= qr^2 \cos \alpha [\varphi - (1+e/r) \sin \varphi], \\ M_x &= -qr^2 (1+e/r) (1 - \cos \varphi), \\ M_y &= -qr^2 \sin \alpha [\varphi - (1+e/r) \sin \varphi]. \end{aligned}$$

2. Die beiderseits eingespannte Treppe.

Diese Treppenform stellt im Stahlbetonbau den Regelfall dar. Es sei hier gleich erwähnt, daß die eingespannte Treppe einen beachtlichen Schaleneffekt hat. Mit anderen Worten: die große Tragfähigkeit der Schale beruht auf der Aktivierung von Dehnungskräften. Betrachten wir die Laufplatte einer Treppe als Schale, so erzeugt M_y Dehnungskräfte, die über die Schalendicke konstant verteilt sind. M_x ist aber ein Biegemoment im Sinne der Schalentheorie, denn es bedeutet Biegung um die schwache Achse des Schalenquerschnittes. Für die Treppe bringt die Aktivierung der M_y den überragenden Anteil der Tragfähigkeit. Demgegenüber sind

die M_x , was ihren Beitrag zur Tragfähigkeit angeht, fast belanglos. Die Wendeltreppe unterscheidet sich demgemäß grundlegend vom Kreisringträger.

Durch die Projektion der Wendeltreppe auf die Grundrißebene und ihre Behandlung als ebener Kreisträger würden also die wertvollsten Tragreserven verlorengehen. Dies geht z. B. einleuchtend aus folgender Betrachtung hervor (Bild 4).

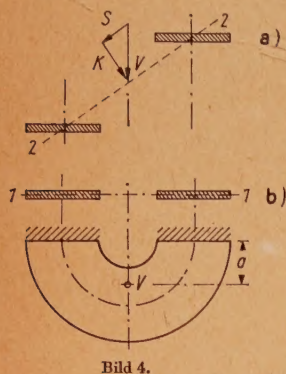


Bild 4.

Eine Halbkreistreppe nach Bild 4 möge die Gesamtlast V tragen, die im Abstand a von der Einspannstelle steht. Die Auflagerstelle muß also für das Moment $V \cdot a$ bemessen werden. Dieses Moment wirkt bei einem ebenen Kreisträger (Bild 4b) um die Achse 1—1 mit dem kleinsten Trägheitsmoment. Bei der räumlich gekrümmten Treppe (Bild 4a) erzeugt die Komponente S von V eine unwesentliche Rahmenwirkung. Die andere Komponente K geht mit $K \cdot a$ in das Trägheitsmoment um die Hauptachse 2—2 ganz erheblich

größer. Alle über der schrägen Achse 2—2 liegenden Querschnittsteile erhalten Zug, die darunter liegenden Druck. Es wird also in der Hauptsache das Moment M_y in Anspruch genommen. Nebenbei ergibt diese Betrachtungsweise eine einfache Vorzeichenregel für M_y .

Nun ist das Moment M_y sowohl in der Treppe wie in der anschließenden Deckenplatte verhältnismäßig leicht und billig unterzubringen. Es ist deshalb nur in den seltensten Fällen gerechtfertigt, auf die wertvollste und dabei billigste Tragreserve zu verzichten und das M_y -Moment an der Einspannstelle durch ein rechnerisches oder konstruktives Gelenk verschwinden zu lassen. Weit eher könnte man auf M_x oder M_T verzichten.

Die Arbeiten der statisch unbestimmten Größen oder auch die Verschiebungen ihrer Angriffspunkte sind allgemein

$$\delta'_{ik} = \int_{F_s} (\sigma_i \cdot \sigma_k + \tau_i \tau_k) dF \cdot ds.$$

Vernachlässigen wir wie üblich die Formänderungen aus Normal- und Querkraften, so ergibt sich

$$\delta'_{ik} = \int_s \left(\frac{M_{xi} \cdot M_{xk}}{EJ_x} + \frac{M_{yi} \cdot M_{yk}}{EJ_y} + \frac{M_{Ti} \cdot M_{Tk}}{G\Theta} \right) ds.$$

Ohne weiteren Nachweis setzen wir für die Torsionssteifigkeit

$$G\Theta = 2EJ_x J_y / (J_x + J_y).$$

Genau genommen schwankt der Faktor auf der rechten Seite zwischen 2 (für Plattenquerschnitte) und 1,7 (für quadratische Querschnitte), wobei allerdings in dem Abhängigkeitsverhältnis zwischen G und E die Querdehnung vernachlässigt wurde. Wegen der Unsicherheit, die in der Querdehnungszahl allein schon steckt, setzen wir auch für gedrungene Querschnitte den Faktor 2. Setzen wir außerdem

$$ds = r d\varphi / \cos \alpha,$$

so erhalten wir statt δ'_{ik} die mit $\cos \alpha \cdot EJ_x / r$ multiplizierten Verschiebungen $\delta_{ik} = \cos \alpha \cdot EJ_x \cdot \delta'_{ik} / r$:

$$\delta_{ik} = \int \left[M_{xi} M_{xk} + \frac{J_x}{J_y} M_{yi} M_{yk} + \frac{1}{2} \left(1 + \frac{J_x}{J_y} \right) M_{Ti} M_{Tk} \right] d\varphi. \quad (7)$$

Die hier benötigten M_i (und M_k) ergeben sich aus (5), indem man außer $X_i = 1$ alle anderen Größen verschwinden läßt. Es ist

$$\left. \begin{aligned} M_{x0} &= f(\varphi), \\ M_{y0} &= -\sin \alpha [f'(\varphi) + r^2 \int_0^\varphi q d\varphi], \\ M_{T0} &= \cos \alpha [f'(\varphi) + r^2 \int_0^\varphi q d\varphi], \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

$$\left. \begin{aligned} M_{x1} &= 0, \\ M_{y1} &= -1, \\ M_{T1} &= 0, \\ M_{x2} &= 0, \\ M_{y2} &= -\cos^2 \alpha, \\ M_{T2} &= -\sin \alpha \cos \alpha, \\ M_{x3} &= \operatorname{tg} \alpha \cdot \varphi \cos \varphi, \\ M_{y3} &= \sin \alpha \operatorname{tg} \alpha \cdot \varphi \sin \varphi - \cos \alpha \cdot \cos \varphi, \\ M_{T3} &= -\sin \alpha (\varphi \sin \varphi + \cos \varphi), \\ M_{x4} &= \sin \varphi, \\ M_{y4} &= -\sin \alpha \cdot \cos \varphi, \\ M_{T4} &= \cos \alpha \cdot \cos \varphi, \\ M_{x5} &= -\operatorname{tg} \alpha \cdot \varphi \sin \varphi, \\ M_{y5} &= \sin \alpha \operatorname{tg} \alpha \cdot \varphi \cos \varphi + \cos \alpha \cdot \sin \varphi, \\ M_{T5} &= -\sin \alpha (\varphi \cos \varphi - \sin \varphi), \\ M_{x6} &= \cos \varphi, \\ M_{y6} &= \sin \alpha \cdot \sin \varphi, \\ M_{T6} &= -\cos \alpha \cdot \sin \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Da die Auflagerung der Treppe symmetrisch sein soll, legen wir den Koordinatenanfang am besten in die halbe Höhe der Treppe (wie in Bild 1). Die Integration nach (7) ist dann in den Grenzen zwischen $-\varphi_0$ und $+\varphi_0$ auszuführen. Alle Integrale über ungerade Produkte verschwinden damit, und wir benötigen nur folgende Gleichungen:

$$\begin{aligned} \int \varphi^2 \sin^2 \varphi \cdot d\varphi &= \frac{1}{6} \varphi^3 + \frac{1}{8} (\sin 2\varphi - 2\varphi \cos 2\varphi - 2\varphi^2 \sin 2\varphi), \\ \int \varphi^2 \cos^2 \varphi \cdot d\varphi &= \frac{1}{6} \varphi^3 - \frac{1}{8} (\sin 2\varphi - 2\varphi \cos 2\varphi - 2\varphi^2 \sin 2\varphi), \\ \int \varphi \sin \varphi \cos \varphi \cdot d\varphi &= \frac{1}{8} (\sin 2\varphi - 2\varphi \cos 2\varphi), \\ \int \varphi \sin \varphi \cdot d\varphi &= \sin \varphi - \varphi \cos \varphi, \\ \int \sin^2 \varphi \cdot d\varphi &= \frac{1}{4} (2\varphi - \sin 2\varphi), \\ \int \cos^2 \varphi \cdot d\varphi &= \frac{1}{4} (2\varphi + \sin 2\varphi), \\ \int \cos \varphi \cdot d\varphi &= \sin \varphi, \\ \int d\varphi &= \varphi. \end{aligned}$$

Damit werden, wenn wir die umständliche Zwischenrechnung übergehen, unter Verwendung der Abkürzungen

$$\left. \begin{aligned} a &= J_x / J_y, \\ c &= \left(1 - \frac{1}{2} \cos^2 \alpha \right) (1 - a). \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

Die Verschiebungen nach (7) und (9)

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= 2a \cdot \varphi_0, \\ \delta_{12} &= 2a \cos^2 \alpha \cdot \varphi_0, \\ \delta_{13} &= 2a [\cos \alpha \cdot \sin \varphi_0 + \sin \alpha \operatorname{tg} \alpha (\varphi_0 \cos \varphi_0 - \sin \varphi_0)], \\ \delta_{14} &= 2a \sin \alpha \cdot \sin \varphi_0, \\ \delta_{15} &= \delta_{16} = 0, \\ \delta_{22} &= \cos^2 \alpha (2c - 1 + 3a) \cdot \varphi_0, \\ \delta_{23} &= \cos \alpha [(2c - 1 + 2a) (2 \sin \varphi_0 - \varphi_0 \cos \varphi_0) + a \varphi_0 \cos \varphi_0], \\ \delta_{24} &= -\sin \alpha \cos^2 \alpha (1 - a) \cdot \sin \varphi_0, \\ \delta_{25} &= \delta_{26} = 0, \\ \delta_{33} &= \operatorname{tg}^2 \alpha \left[\frac{1}{3} (2 - c) \cdot \varphi_0^3 + \frac{1}{2} c \cdot \varphi_0^2 \sin 2\varphi_0 \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{4} (2 - 3c - 2a) (\sin 2\varphi_0 - 2\varphi_0 \cos 2\varphi_0) \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{4} (2c - 1 + 3a) (2\varphi_0 + \sin 2\varphi_0), \right. \\ \delta_{34} &= \frac{1}{4} \operatorname{tg} \alpha [c (\sin 2\varphi_0 - 2\varphi_0 \cos 2\varphi_0) \\ &\quad \left. - 2(1 - c - a) (2\varphi_0 + \sin 2\varphi_0)], \\ \delta_{35} &= \delta_{36} = 0, \\ \delta_{44} &= (2 - c) \varphi_0 - \frac{1}{2} c \sin 2\varphi_0, \\ \delta_{45} &= \delta_{46} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_{55} &= \operatorname{tg}^2 \alpha \left[\frac{1}{3} (2-c) \varphi_0^3 - \frac{1}{2} c \cdot \varphi_0^2 \sin 2\varphi_0 \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{4} (2-3c-2a) (\sin 2\varphi_0 - 2\varphi_0 \cos 2\varphi_0) \right] \\ &\quad + \frac{1}{4} (2c-1+3a) (2\varphi_0 - \sin 2\varphi_0), \\ \delta_{56} &= -\frac{1}{4} \operatorname{tg} \alpha [2(1-c-a) (2\varphi_0 - \sin \varphi_0) \\ &\quad + c (\sin 2\varphi_0 - 2\varphi_0 \cos 2\varphi_0)], \\ \delta_{66} &= (2-c) \varphi_0 + \frac{1}{2} c \sin 2\varphi_0. \end{aligned} \right\} (12)$$

$$\delta k = \int_{-\varphi_0}^{+\varphi_0} [M_{x0} M_{xk} + a M_{y0} M_{yk} + \frac{1}{2} (1+a) M_{T0} M_{Tk}] \cdot d\varphi. \quad (13)$$

In der Matrix der Unbekannten verschwinden nach (11) alle δ_{i6} für $i=1$ bis $i=4$. Demnach erhalten wir zwei unabhängige Matrizen:

X_1	X_2	X_3	X_4	
δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}	δ_{14}	$-\delta_{01}$
δ_{12}	δ_{22}	δ_{23}	δ_{24}	$-\delta_{02}$
δ_{13}	δ_{23}	δ_{33}	δ_{34}	$-\delta_{03}$
δ_{14}	δ_{24}	δ_{34}	δ_{44}	$-\delta_{04}$

$$(14)$$

X_5	X_6	
δ_{55}	δ_{56}	$-\delta_{05}$
δ_{56}	δ_{66}	$-\delta_{06}$

$$(15)$$

Matrix der symmetrischen Lastanteile.

Matrix der unsymmetrischen Lastanteile.

Wenn die Lasten symmetrisch (d. h. wenn $q(\varphi)$ und $q(\varphi) \cdot e(\varphi)$ gerade Funktionen von φ), verschwinden die δ_{01} bis δ_{04} . In diesem Fall werden auch die X_1 bis X_4 gleich Null und wir brauchen nur die Matrix (15) auszurechnen, deren Unbekannte sich wie folgt explizit ausdrücken lassen:

$$\left. \begin{aligned} X_5 &= -(\delta_{66} \delta_{05} - \delta_{56} \cdot \delta_{06}) / (\delta_{55} \delta_{66} - \delta_{56}^2), \\ X_6 &= -(\delta_{55} \delta_{06} - \delta_{56} \cdot \delta_{05}) / (\delta_{55} \delta_{66} - \delta_{56}^2). \end{aligned} \right\} (16)$$

Für unsymmetrische Lasten (d. h. wenn $q(\varphi)$ und $q(\varphi) \cdot e(\varphi)$ ungerade Funktionen von φ) verschwinden X_5 und X_6 , und es ist nur die Matrix (14) auszurechnen.

Es ergibt sich also folgender Rechnungsgang:

Mit den Lasten $q(\varphi)$ und deren Exzentrizität $e(\varphi)$ bestimmt man nach (3) zunächst $f(\varphi)$ und hiermit nach (8) die M_0 . Mit diesen und mit (9) errechnen sich die Belastungsbeiwerte gemäß (13). Die übrigen Beiwerte ergeben sich aus (11) und (12) und die X dann aus (14) und (16). Damit sind alle Größen für die Ermittlung der Schnittkräfte nach (5) gegeben.

Der wichtigste Fall, der in der Regel für die Bemessung einer Treppe maßgebend ist, ist die

Gleichmäßig verteilte Belastung.

Wie bei der Kragtreppe ist

$$q = b(g+p) = \text{const (kg/m Grundriß)},$$

$$e/r = b^2/12r^2 = \text{const.}$$

Nach (3): $f(\varphi) = -qr^2(1+e/r)$, $f'(\varphi) = 0$.

$$\begin{aligned} \text{Nach (8): } M_{x0} &= -qr^2(1+e/r), \\ M_{y0} &= -qr^2 \sin \alpha \cdot \varphi, \\ M_{T0} &= qr^2 \cos \alpha \cdot \varphi. \end{aligned}$$

Nach (13), (9) und (10):

$$\begin{aligned} \delta_{01} &= \delta_{02} = \delta_{03} = \delta_{04} = 0, \\ \delta_{05} &= 2qr^2 \operatorname{tg} \alpha [(4-3c-a+e/r) (\sin \varphi_0 - \varphi_0 \cos \varphi_0) \\ &\quad - (1-c) \varphi_0^2 \sin \varphi_0], \\ \delta_{06} &= 2qr^2 [(1-c) \varphi_0 \cos \varphi_0 - (2-c+e/r) \sin \varphi_0]. \end{aligned}$$

Im übrigen gelten (10), (12), (14), (16) und (5).

Es sei hier noch erwähnt, daß mit den angegebenen Formeln auch ohne weiteres der Fall erfaßt werden kann, wo z. B. nur der äußere Rand der Treppe durchgehend mit Verkehrslast belastet ist. Insgesamt wird dann q kleiner als bei Vollast, während e größer wird.

Hierzu ein Zahlenbeispiel:

Gegeben seien:
der Öffnungswinkel 180° , also $\varphi_0 = 90^\circ = \pi/2 = 1,5708$;
 $\operatorname{tg} \alpha = 0,40$; $b = 1,50$ m; $r = 1,50$ m;
 $\alpha = 0,3805$; $\sin \alpha = 0,37138$; $\cos \alpha = 0,92847$.

Es sei zunächst angenommen $d = 15$ cm. Dann ist $J_x = \frac{1}{12} bd^3$,

$J_y = \frac{1}{12} b^3 d$. Aus (10) folgt $a = d^2/b^2 = 15^2/150^2 = 0,01$,

$c = (1 - 0,5 \cdot 0,92847^2) (1 - 0,01) = 0,56328$.

Außerdem ist $e/r = 150^2/(12 \cdot 150^2) \cong 0,08$. Mit diesen Zahlen wird dann

$$\begin{aligned} f(\varphi) &= -qr^2 \cdot (1 + 0,08) = -1,08 qr^2, \\ \delta_{05} &= 2qr^2 \cdot 0,4 [(4 - 3 \cdot 0,56328 - 0,01 + 0,08) (1 - 0) \\ &\quad - (1 - 0,56328) \cdot 1,5708^2 \cdot 1] = 1,0421 qr^2, \\ \delta_{06} &= 2qr^2 [0 - (2 - 0,56328 + 0,08) \cdot 1] = -3,0334 qr^2, \\ \delta_{55} &= 0,4^2 \left[\frac{1}{3} (2 - 0,56328) \cdot 1,5708^3 - 0 \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{4} (2 - 3 \cdot 0,56328 - 2 \cdot 0,01) (0 + 2 \cdot 1,5708 \cdot 1) \right] \\ &\quad + \frac{1}{4} \cdot (2 \cdot 0,56328 - 1 + 3 \cdot 0,01) (2 \cdot 1,5708 - 0) = 0,3835, \\ \delta_{56} &= -\frac{1}{4} \cdot 0,4 [2(1 - 0,56328 - 0,01) (2 \cdot 1,5708 - 1) \\ &\quad + 0,56328 (0 + 2 \cdot 1,5708 \cdot 1)] = -0,3597, \\ \delta_{66} &= (2 - 0,56328) \cdot 1,5708 + 0 = 2,2568, \\ X_5 &= -\frac{2,2568 \cdot 1,0421 - 0,3597 \cdot 3,0334}{0,3835 \cdot 2,2568 - 0,3597^2} qr^2 = -1,7127 qr^2, \\ X_6 &= -\frac{0,3835 \cdot 3,0334 + 0,3597 \cdot 1,0421}{0,7361} qr^2 = 1,0711 qr^2, \\ X_1 &= X_2 = X_3 = X_4 = 0. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= (0,3714 \varphi + 1,5902 \sin \varphi) qr, \\ Q_x &= (0,9285 \varphi - 0,6361 \sin \varphi) qr, \\ Q_y &= -1,7127 \cos \varphi \cdot qr, \\ M_T &= (0,6361 \varphi \cos \varphi - 1,6305 \sin \varphi + 0,9285 \varphi) qr^2, \\ M_x &= (0,6851 \varphi \sin \varphi + 1,0711 \cos \varphi - 1,0800) qr^2, \\ M_y &= -(0,2544 \varphi \cos \varphi + 1,1924 \sin \varphi + 0,3714 \varphi) qr^2. \end{aligned}$$

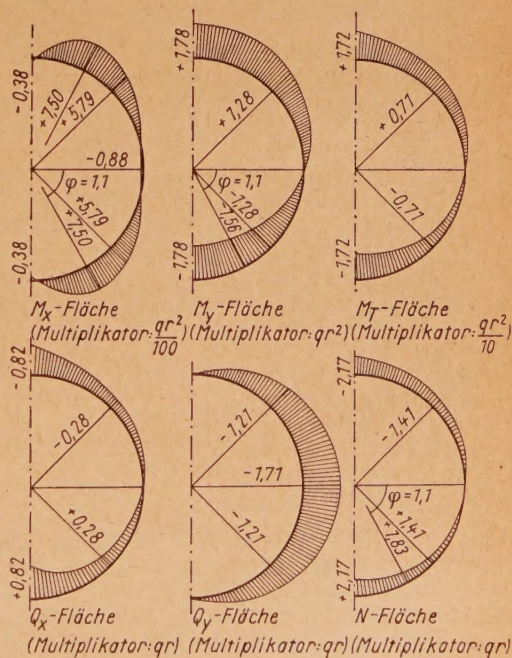


Bild 5.

Die Verteilung der Schnittkräfte ist in Bild 5 zeichnerisch dargestellt.

Die Auflagerkräfte der Treppe, die die obere oder untere Decke belasten, werden am besten als Ersatzschnittkräfte angegeben.

Es ist nach (1) für $\varphi = \pm \varphi_0$:

$$\begin{aligned} \bar{N} &= \pm (2,17 \cdot 0,928 - 0,82 \cdot 0,371) qr = \pm 1,72 qr, \\ \bar{Q}_x &= \pm (2,17 \cdot 0,371 + 0,82 \cdot 0,928) qr = \pm 1,57 qr, \\ \bar{Q}_y &= 0, \\ \bar{M}_T &= \pm (0,172 \cdot 0,928 - 1,78 \cdot 0,371) qr^2 = \pm 0,50 qr^2, \\ \bar{M}_x &= -0,0038 qr^2, \\ \bar{M}_y &= \pm (0,172 \cdot 0,371 + 1,78 \cdot 0,928) qr^2 = \pm 1,73 qr^2. \end{aligned}$$

3. Die Spannungsberechnung.

Entsprechend dem Ergebnis der statischen Untersuchung müssen die Wendeltreppen nach den Regeln für ausmittig gedrückte oder gezogene Querschnitte bemessen werden. Hierbei handelt es sich in der Regel um schiefe Biegung. Außerdem ist der Nachweis zu führen, daß die Schubspannung in zulässigen Grenzen bleibt.

Da die Schubspannungen sehr oft entscheidend die Querschnittsabmessungen bestimmen, sollen sie vorweg behandelt werden: Es muß im Regelfall angestrebt werden, daß zur Aufnahme der schrägen Hauptzugspannungen keine Stahleinlagen erforderlich sind.

Also müssen die Schubspannungen nach DIN 1045 (§ 29, Tafel V, Zeile 30) unter den Grenzen 9 oder 10 kg/cm² für B 225 oder B 300 bleiben.

Für die Schubspannungen ist die Lage der Nulllinie von Bedeutung. Diese aber hängt von den N , M_x und M_y ab. Mithin werden die Schubspannungen nicht nur von Q_x , Q_y und M_T , sondern auch von N , M_x und M_y beeinflusst. Da diese aber ganz verschieden verlaufen, (vgl. Bild 5) (beispielsweise liegen ihre Größtwerte nicht im gleichen Querschnitt) ändert die Nulllinie längs der Laufachse fortwährend ihre Lage. Es ist also ein ziemlich aussichtsloses Unterfangen, die Schubspannungen für den gerissenen Querschnitt „genau“ zu berechnen.

Wir rechnen deshalb von vornherein mit dem homogenen Querschnitt und bleiben damit auf der sicheren Seite. Es ist

$$\tau_x = 1,5 Q_x / b d \text{ in der Mitte der kurzen Seite,}$$

$$\tau_y = 1,5 Q_y / b d \text{ in der Mitte der langen Seite.}$$

Das Torsionsmoment erzeugt die Torsionsspannung

$$\tau_x \sim \tau_y \sim \pm 3 M_T / b d^2.$$

Genauer erhält man diese durch Multiplikation mit η_x oder η_y . Es ist

b/d	1	2	4	6	8	10	∞
η_x	1,60	1,08	0,88	0,83	0,81	0,79	0,74
η_y	1,60	1,36	1,18	1,12	1,09	1,07	1

Insgesamt sind die Schubspannungen:

$$\begin{aligned} \text{a) } \tau_x &= 1,5 Q_x / b d \pm 3 \eta_x M_T / b d^2 \text{ i. d. Mitte d. kurzen Seite,} \\ \text{b) } \tau_y &= 1,5 Q_y / b d \pm 3 \eta_y M_T / b d^2 \text{ i. d. Mitte d. langen Seite.} \end{aligned} \quad (17)$$

Beispielsweise möge in dem bereits erwähnten Beispiel die Gesamtlast sich zusammensetzen aus den Beträgen für Laufplatte, Stufen und Nutzlast und damit $400 + 200 + 500 = 1100 \text{ kg/m}^2$ betragen. Dann ist mit $b = 1,50 \text{ m}$, $d = 15 \text{ cm}$, $r = 1,50 \text{ m}$

$$q = 1,5 \cdot 1100 = 1650 \text{ kg/m,}$$

$$qr = 1650 \cdot 1,5 = 2475 \text{ kg,}$$

$$\tau_x = 1,5 Q_x / (150 \cdot 15) \pm 3 \cdot 0,79 M_T / (150 \cdot 15^2)$$

$$= Q_x / 1500 \pm M_T / 14200,$$

$$\tau_y = 1,5 Q_y / (150 \cdot 15) \pm 3 \cdot 1,07 M_T / (150 \cdot 15^2)$$

$$= Q_y / 1500 \pm M_T / 10500.$$

Für τ_x ist das Maximum zweifellos bei $\varphi = \pi/2$, denn dort ist nach Bild 5 sowohl für Q_x wie für M_T ein absolutes Maximum. Es ist

$$\max \tau_x = 0,82 \cdot 2475 / 1500 \pm 0,172 \cdot 2475 \cdot 150 / 14200$$

$$= 1,35 \pm 4,50 = 5,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Anders liegen die Verhältnisse für τ_y , das sich aus Anteilen von Q_y und M_T zusammensetzt. Beide haben ihr Maximum an verschiedenen Stellen, Q_y bei $\varphi = 0$ und M_T bei $\varphi = \pi/2$. In Fällen, wo τ bis hart an die zulässige Grenze geht, bleibt also nichts anderes übrig, als τ_y nach (17) durch Einsetzen von Q_y und M_T als Funktion von φ zu ermitteln, durch Differenzieren die Stelle des Maximums und dann das Maximum zu ermitteln. In Fällen wie hier, wo offensichtlich noch Reserven vorhanden sind, kann man für Q_y und M_T den Größtwert einsetzen, obwohl beide an verschiedenen Stellen liegen. Es ist dann

$$\max \tau_y < 1,71 \cdot 2475 / 1500 \pm 0,172 \cdot 2475 \cdot 150 / 10500$$

$$< 2,82 \pm 6,08 = 8,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Für Beton B 225 — eine geringere Betongüte sollte man für Tragwerke wie Wendeltreppen nicht anwenden — bleibt also τ in den zulässigen Grenzen.

Die Betondruckspannungen brauchen nicht in jedem Querschnitt nachgewiesen zu werden, es genügt, die größte zu berechnen. Bei symmetrischen Treppen, tritt das Maximum der Betonspannung

im unteren Treppenteil (φ positiv) auf, weil dort die Normalkraft positiv ist.

Wir setzen in der Folge voraus, daß wir keine Druckbewehrung benötigen. Dies ist aber nicht etwa ein Ausnahmefall, sondern die Regel, da die Wendeltreppe sich als Tragwerk günstig verhält.

Man sieht an den bereits für das Beispiel ermittelten Zahlen in Bild 5, daß die Nulllinie für die vorhandene schiefe Biegung mit Normalkraft fortwährend ihre Lage ändert. Es ist daher nicht leicht, die Stelle der größten Spannungen zu ermitteln. Deshalb berechnen wir zunächst die Betonspannungen für N , M_x und N , M_y getrennt. Da die Wendeltreppe eine Schale ist, werden glücklicherweise im Regelfall die Spannungen klein.

An der Stelle des größten M_x -Momentes ist das Moment in bezug auf die Bewehrung

$$\begin{aligned} \text{a) } M_{ex} &= \max M_x + (h_x - d/2) \cdot N_{zugehörig}, \\ \text{b) } M_{ey} &= \max M_y + (h_y - b/2) \cdot N_{zugehörig}. \end{aligned} \quad (18)$$

Die zweite Gleichung ist nur eine Analogie der ersten.

Die Betonspannungen werden ermittelt unter der Voraussetzung, daß die Stahlspannungen ausgenutzt werden. Nach Luetkens: „Bemessung der Stahlbetonbauteile“²⁾ ist

$$\begin{aligned} \gamma_{hx} &= h_x \sqrt{b \sigma_e / M_{ex}}, \\ \gamma_{hy} &= h_y \sqrt{d \sigma_e / M_{ey}}. \end{aligned} \quad (19)$$

Für diese Hilfwerte ergibt die Tafel 7 (S. 345) die Werte m_x und m_y . Hiermit wird für M_x allein und M_y allein (beide aber mit Normalkraft N)

$$\begin{aligned} \text{a) } \max \sigma_x &= \sigma_e / m_x, \\ \text{b) } \max \sigma_y &= \sigma_e / m_y. \end{aligned} \quad (20)$$

Im Falle unseres Beispiels wird mit $b = 150 \text{ cm}$ ($h_y = 145 \text{ cm}$), $d = 15 \text{ cm}$ ($h_x = 13 \text{ cm}$), $r = 150 \text{ cm}$, $qr = 2475 \text{ kg}$, $\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$ und den Werten aus Bild 5:

$$M_{ex} = [0,075 \cdot 150 + (13 - 7,5) \cdot 1,83] \cdot qr =$$

$$= (11,25 + 10,02) \cdot 2475 = 52\,500 \text{ kgcm,}$$

$$M_{ey} = [1,78 \cdot 150 + (145 - 75) \cdot 2,17] \cdot qr =$$

$$= (267 + 152) \cdot 2475 = 1\,040\,000 \text{ kgcm.}$$

$$\gamma_{hx} = 13 \sqrt{150 \cdot 1400 / 52\,500} = 26,0; m_x = 62,$$

$$\gamma_{hy} = 145 \sqrt{15 \cdot 1400 / 1\,040\,000} = 20,7; m_y = 48.$$

$$\max \sigma_x = 1400 / 62 = 22,6 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\max \sigma_y = 1400 / 48 = 29,3 \text{ kg/cm}^2.$$

In ganz grober Näherung könnte man sagen

$$\sigma_b \sim \max \sigma_x + \max \sigma_y. \quad (21)$$

Bei B 225 ist nach DIN 1045, Tafel V, Zeile 16: $\sigma_{bzul} = 100 \text{ kg/cm}^2$.

In unserem Fall wäre

$$\sigma_b \sim 22,6 + 29,3 = 52 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei einem derartig großen Abstand von der zulässigen Spannung dürfte der Nachweis in dieser Form ausreichend sein.

Will man etwas günstiger rechnen, so setzt man angenähert σ_x mit M_x und σ_y mit M_y in ein konstantes Verhältnis, d. h.

$$\sigma_x(\varphi) = \max \sigma_x \cdot M_x(\varphi) / \max M_x,$$

$$\sigma_y(\varphi) = \max \sigma_y \cdot M_y(\varphi) / \max M_y.$$

Durch Addition dieser Spannungen erhält man (auch in grober Näherung)

$$\sigma_b \sim \frac{\max \sigma_x}{\max M_x} \cdot M_x(\varphi) + \frac{\max \sigma_y}{\max M_y} \cdot M_y(\varphi). \quad (22)$$

Setzt man in (22) die Momente aus (5) ein, so kann man durch Differenzieren die Stelle φ^* der größten Spannung finden und damit auch die größte Spannung.

Wenn wir nun annehmen, daß mit φ^* wenigstens die Stelle der größten Betonspannung einigermaßen richtig angegeben ist, so können wir die größte Betonspannung dadurch genauer ermitteln, daß wir für diese Stelle den Nachweis unter Berücksichtigung der schiefen Biegung führen. Hierzu benötigen wir aber die Kenntnis der Stahlquerschnitte. Der Spannungsnachweis läßt sich jedoch vermeiden, wenn die Stahleinlagen wie folgt bemessen werden.

²⁾ Betonkalender 1954, I. Bd., S. 344, Berlin 1954, Wilh. Ernst & Sohn.

Die Bewehrung.

Um für möglichst viele Stellen der Treppe die verwickelte Bewehrung für schiefe Biegung zu sparen, bemessen wir zunächst an Stellen, wo entweder M_x oder M_y gleich Null ist. Dies ist einfach und braucht hier nicht besprochen zu werden. Zu bedenken ist nur, daß die Bewehrung im oberen Teil der Treppe nicht dieselbe ist wie im unteren. Oben ist N negativ, weshalb die Bewehrung dort stärker sein muß als an den entsprechenden Stellen des unteren Treppenteils. An anderen Stellen läßt sich die Berücksichtigung der schiefen Biegung nicht umgehen. Man kommt dort aber verhältnismäßig leicht zum Ziel auf folgende Weise.

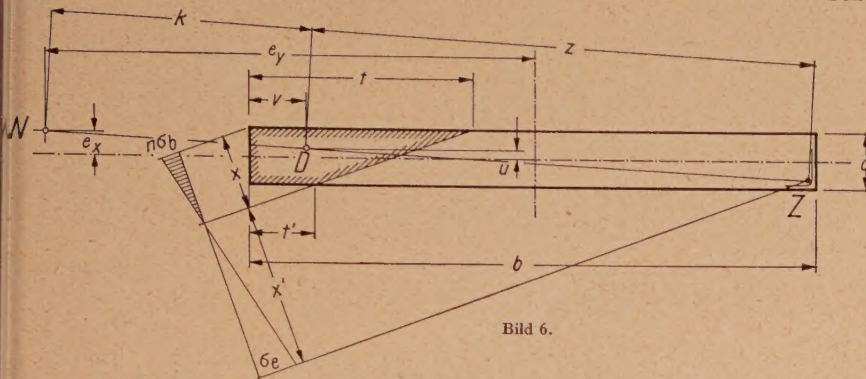


Bild 6.

Es sei an einem Punkt φ sowohl M_x wie auch M_y mit N vorhanden. Die Ausmittigkeit von N ist dann (Bild 6)

$$\left. \begin{aligned} e_x &= M_x/N, \\ e_y &= M_y/N. \end{aligned} \right\} (23)$$

Hiermit ist der Durchgangspunkt von N gegeben.

Den Durchgangspunkt von N verbinden wir mit dem der Kraft N diametral gegenüber liegenden Bewehrungsstab oder auch mit einem anderen günstig gelegenen Punkt (beispielsweise mit dem Querschnittsmittelpunkt). Die Verbindungslinie nennen wir Kraftlinie.

Auf dieser Kraftlinie schätzen wir die Lage von D und Z , d. h. die Durchgangspunkte der Gurtkräfte. Man bekommt hierin sehr schnell Übung.

Das Verfahren nutzt die Tatsache aus, daß der Hebelarm z der inneren Kräfte nur in mäßigen Grenzen schwankt. Deshalb ist die Rechnung auch ziemlich unempfindlich gegen Fehler in der Schätzung, und außerdem ist ihr Gang so einfach, daß die Schätzung in einem zweiten Rechnungsgang sehr leicht verbessert werden kann.

Durch Abgreifen aus der Querschnittszeichnung (Bild 6) seien also die Abstände k und z ermittelt. Es ist dann

$$\left. \begin{aligned} a) D_{\text{erf}} &= N(k+z)/z, \\ b) Z_{\text{erf}} &= Nk/z. \end{aligned} \right\} (24)$$

Diesen erforderlichen Gurtkräften sind nun diejenigen Kräfte vergleichend gegenüberzustellen, die sich aus den Spannungen ergeben.

Hierzu benötigen wir zunächst die Lage der Nulllinie.

4.1) Liegt die geschätzte Druckkraft D von der gedrückten Querschnittsecke um $u \leq d/4$ bzw. um $v \leq b/4$ entfernt, so wird die Untersuchung sehr einfach (Bild 7). Die Nulllinie schneidet dann die Querschnittsseiten in der Entfernung $4u$ bzw. $4v$ von der gedrückten Ecke. Durch diese Ecke und durch den Bewehrungsstab gehen Parallelen zu der Nulllinie im Abstand x bzw. x' . Mit den aus der Zeichnung abgegriffenen Maßen x und x' errechnen wir die Betonspannung mit

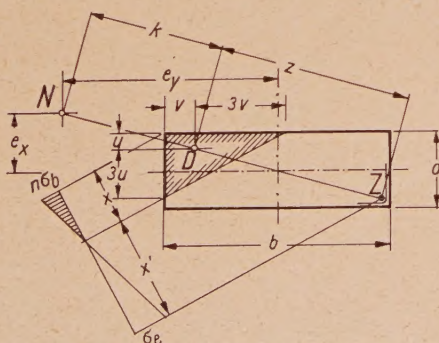


Bild 7. Beide Randabstände von D kleiner als $1/4$ der Querschnittsseiten.

$$\sigma_b = \frac{x}{n x'} \sigma_{e \text{ zul}} = \frac{x}{x'} \frac{\sigma_{e \text{ zul}}}{15}. \quad (25)$$

Damit wird der Inhalt des Druckkörpers

$$D_{\text{vorh}} = \frac{8}{3} u v \sigma_b = \frac{8 u v x}{45 x'} \sigma_{e \text{ zul}}. \quad (26)$$

Die erforderliche Bewehrung ergibt sich aus

$$F_e = Z_{\text{erf}} / \sigma_{e \text{ zul}}. \quad (27)$$

Ist $D_{\text{vorh}} \geq D_{\text{erf}}$, und läßt sich die Bewehrung F_e so gruppieren, daß der Schwerpunkt der Stahlspannungen im angenommenen

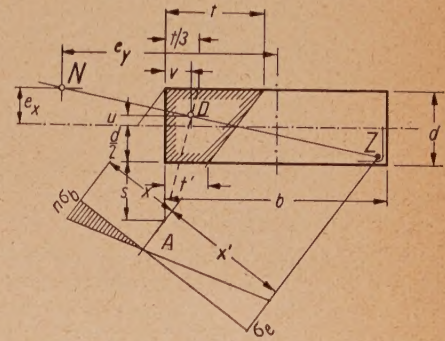


Bild 8. Achsabstand $u < d/4$, Randabstand $v < b/4$.

Punkt Z liegt (oder aber weiter zum Rand), so ist die Rechnung bereits beendet.

Sind diese beiden Bedingungen nicht erfüllt, muß die Rechnung wiederholt werden, indem man D oder Z näher an den Querschnittsmittelpunkt rückt. Hierbei ändern sich D_{erf} und Z_{erf} nur unwesentlich. D_{vorh} aber ändert sich annähernd im Verhältnis zur dritten Potenz des Randabstandes von D . Mit der Kenntnis dieser vorteilhaften Tatsache trifft man beim zweiten Schätzen die Lage von D und Z ziemlich genau.

Die Rechnung kann wiederholt werden, wenn D_{vorh} erheblich größer als D_{erf} ist, und wenn die Aussicht besteht, wegen geringer Vergrößerung von z mit einer kleineren Bewehrung auszukommen.

Bei allem ist jedoch Voraussetzung, daß $\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ zul}}$. Ergibt sich der gegenteilige Fall, so kann man σ_b durch Ausnutzen der Reserve von D_{vorh} noch etwas verkleinern. Sind aber auch hier keine Reserven mehr (d. h. ist $D_{\text{vorh}} = D_{\text{erf}}$), kann man sich in gewissen Grenzen noch dadurch helfen, daß man $\sigma_{e \text{ zul}}$ verkleinert (dies kann sich sogar bei kleinen Ausmittigkeiten günstig auf den Stahlverbrauch auswirken). Führt diese Maßnahme aber offensichtlich zu einem erhöhten Stahlverbrauch, und ist trotz $\sigma_b = \sigma_{b \text{ zul}}$ immer noch $D_{\text{vorh}} < D_{\text{erf}}$, so muß man die Differenz $D_{\text{erf}} - D_{\text{vorh}}$ mit Druckstählen decken. Die Druckspannungen σ'_e ergeben sich dann aus dem Spannungsdiagramm. Der Fall ist aber bei Wendeltreppen ziemlich selten und soll hier nicht näher erörtert werden.

Im übrigen sei noch gesagt, daß das Verfahren einen Spannungs-naheis ersetzt.

4.2) Liegt die geschätzte Gurtkraft D nach einer Richtung weiter von den Querschnittsseiten entfernt als $d/4$ bzw. $b/4$, oder ergibt sich die Notwendigkeit, sie im zweiten Rechnungsgang dorthin zu rücken, so ist die Rechnung etwas verwickelter (Bild 8). In diesem Fall rechnen wir den Abstand $u < d/4$ der Kraft D von der Querschnittsachse aus. Die Nulllinie muß nun eine trapezförmige Druckzone abschneiden.

Die Gesamt-Druckkraft ist

$$D_{\text{vorh}} = \frac{t(s+d)}{6} \sigma_b \left[1 - \left(\frac{s}{s+d} \right)^3 \right]. \quad (28)$$

Das statische Moment der Druckkraft um den Punkt A ist

$$S = \frac{t(s+d)}{6} \sigma_b \cdot \frac{3}{4} (s+d) \left[1 - \left(\frac{s}{s+d} \right)^4 \right].$$

Also liegt der Schwerpunkt der Kraft in der Entfernung S/D von A:

$$s + \frac{d}{2} + u = \frac{S}{D} = \frac{3}{4} (s+d) \frac{1 - \left(\frac{s}{s+d} \right)^4}{1 - \left(\frac{s}{s+d} \right)^3}.$$

Mit der Abkürzung $\varepsilon = (s + d)/d$ erhält man hieraus

$$\varepsilon = \frac{1}{2} + \frac{1}{12} \frac{d}{u} \left(1 + \sqrt{1 - 12 \left(\frac{u}{d} \right)^2} \right). \quad (29)$$

Dieser Wert ist also nur von dem Verhältnis d/u abhängig. Man erhält mit ihm

$$s = d(\varepsilon - 1) \quad (30)$$

Denkt man sich den Druckkörper in Lamellen zerlegt, die parallel zur Achse b liegen, so sind die Lamellen Dreiecke. Die Verbindung ihrer Schwerpunkte geht von A aus und trifft den Abschnitt t im Dreiteilpunkt. D liegt dann auf dieser Schwerlinie. Es ist mithin

$$\frac{t}{3} : v = (s + d) : \left(s + \frac{d}{2} + u \right).$$

Hieraus folgt mit (30):

$$t = 6 v \varepsilon \left(2\varepsilon - 1 + 2 \frac{u}{d} \right). \quad (31)$$

Eine andere Verhältnisgleichung führt zu

$$t' = t \cdot \frac{s}{s + d} = 6 v (\varepsilon - 1) \left(2\varepsilon - 1 + 2 \frac{u}{d} \right). \quad (32)$$

Mit den beiden Nulllinienabschnitten t und t' kann die Nulllinie und das Spannungsdiagramm gezeichnet werden. Wie zuvor ergibt sich σ_b aus (25). Durch Umformen von (28) erhält man

$$D_{\text{vorh}} = \frac{x}{x'} \cdot \frac{dt}{90} \sigma_e \text{ zul} \left(3 - \frac{3}{\varepsilon} + \frac{1}{\varepsilon^2} \right). \quad (33)$$

Im übrigen gilt auch hier (27) und das im Anschluß daran Gesagte.

4.3) Ein Beispiel zu 4.2.

Als Beispiel wollen wir die Bemessung für $\varphi = 1,1$ vornehmen. Wir entnehmen aus Bild 5 für $\varphi = 1,1$: $M_x = 0,075 q r^2$, $M_y = (-) 1,56 q r^2$, $N = 1,83 q r$. Mit $q r = 2475 \text{ kg}$ und $r = 1,50 \text{ m}$ wird

$$\begin{aligned} N &= 1,83 \cdot 2475 = 4530 \text{ kg}, \\ M_x &= 0,075 \cdot 2475 \cdot 150 = 27800 \text{ kgcm}, \\ M_y &= 1,56 \cdot 2475 \cdot 150 = 579000 \text{ kgcm}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{nach (23)} \quad e_x &= 6,15 \text{ cm}, \\ e_y &= 128 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Mit diesen Zahlen wird die Querschnittszeichnung eingerichtet. (die Abmessungen von Bild 6 entsprechen diesem Beispiel).

Die Lage der Kräfte D und Z wird geschätzt und die Maße k und z abgegriffen. Es ist $k = 68 \text{ cm}$, $z = 133 \text{ cm}$. Nach (24) ist

$$\begin{aligned} D_{\text{erf}} &= 4530 (68 + 133)/133 = 6850 \text{ kg}, \\ Z_{\text{erf}} &= 4530 \cdot 68/133 = 2320 \text{ kg}. \end{aligned}$$

Nach (27) ist

$$\begin{aligned} F_e &= 2320/1400 = 1,66 \text{ cm}^2 \\ \text{gewählt } 1 \varnothing 16 \text{ mm} &= 2,00 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Gemessen wird für D

$$\begin{aligned} \text{der Randabstand } v &= 15 \text{ cm}, \\ \text{der Achsabstand } u &= 2,5 \text{ cm}, \end{aligned}$$

mit $d = 15 \text{ cm}$ ist dann nach (29), (31) und (32)

$$\begin{aligned} \varepsilon &= \frac{1}{2} + \frac{1}{12} \frac{15}{2,5} \left(1 + \sqrt{1 - 12 \left(\frac{2,5}{15} \right)^2} \right) = 1,41, \\ t &= 6 \cdot 15 \cdot 1,41 / (2 \cdot 1,41 - 1 + 2 \cdot 2,5/15) = 59 \text{ cm}, \\ t' &= 6 \cdot 15 \cdot 0,41 / (2,15) = 17 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Durch t und t' ist die Nulllinie festgelegt. Parallelen hierzu ergeben die Maße $x = 20 \text{ cm}$, $x' = 43 \text{ cm}$. Nach (25) ist

$$\sigma_b = \frac{20}{43} \cdot \frac{1400}{15} = 43 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b \text{ zul}$$

Nach (33) ist

$$D_{\text{vorh}} = \frac{20}{43} \cdot \frac{15 \cdot 59}{90} \cdot 1400 \left(3 - \frac{3}{1,41} + \frac{1}{1,41^2} \right) = 8800 \text{ kg}.$$

Da D_{vorh} um 1,28fach größer als D_{erf} , sind noch Reserven vorhanden. Nebenbei sei erwähnt, daß man durch Verkleinerung von v um etwa 2 cm und erneute Rechnung zu einem $D_{\text{vorh}} \sim D_{\text{erf}}$ käme. Die Verkleinerung von k und die Vergrößerung von z um ebenfalls je 2 cm hätte eine Verkleinerung von Z um etwa 4,5% zur Folge. Man kann also durch eine erneute Rechnung kaum zu einer günstigeren Ausnutzung des Materials kommen.

Die Bewehrung, die sich für unser Beispiel als erforderlich er-

gibt, ist so, daß man aus konstruktiven Gründen überbemessen muß. Zunächst sollte man, auch wenn es rechnerisch nicht erforderlich

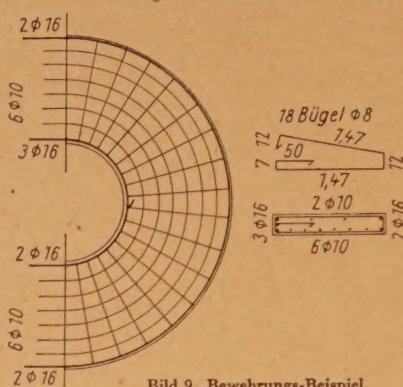


Bild 9. Bewehrungs-Beispiel.

durch Bügel so gehalten werden, daß keine Verlegefehler möglich sind.

Ein Bewehrungsbeispiel zeigt Bild 9.

5. Eine andere Form der freitragenden Treppe.

Man kann natürlich freitragende Treppen über jedem irgendwie gearteten Grundriß konstruieren. Nicht immer ist dann allerdings die geschlossene Lösung leicht. Es ist kaum möglich, allgemein gültige Formeln aufzustellen, vielmehr ist anzustreben, daß im Laufe der Zeit eine Formelsammlung entsteht, die die möglichen Treppenformen umfaßt.

Eine Form der freitragenden Treppe, die sich für repräsentative Zwecke eignet, ist die gerade Podesttreppe, die nur an den Laufenden eingespannt ist (Bild 10), sonst aber keinerlei Unterstützung hat.

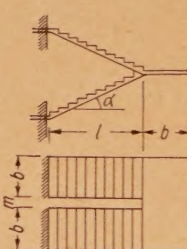


Bild 10.

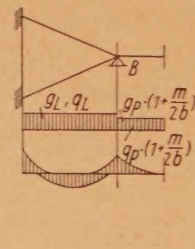


Bild 11.

Näherungsweise sei angenommen, daß das Treppenauge m klein und die Trägheitsmomente von Lauf und Podest einander gleich seien.

Nehmen wir zunächst an, die Treppe sei an der Bruchkante starr unterstützt, so lassen sich die Momente der Läufe und des Podestes nach den Regeln der Balkentheorie berechnen. Dies ist einfach und soll hier nicht näher erläutert werden. Ungünstigste Laststellung muß natürlich berücksichtigt werden. Zweckmäßigerweise multipliziert man die Podestlast q_p mit dem Faktor $\left(1 + \frac{m}{2b} \right)$, um den

Anteil der Last zu berücksichtigen, der neben dem Treppenauge steht. Der Momentenverlauf ergibt sich dann so, wie in Bild 11 angedeutet. Hierbei entsteht dann aber an der Bruchkante je Lauf der Auflagerdruck B , der als Linienlast über die Laufbreite verteilt ist. Dieser Auflagerdruck ist in Wirklichkeit nicht da und muß deshalb von oben wirkend noch zusätzlich als Belastung für das sonst gewichtslos gedachte System berücksichtigt werden.

Um die Wirkung der Last B zu erfassen, vereinfachen wir das System, indem wir die unwirksamen Podestecken vernachlässigen und das Podest durch eine Halbkreisplatte ersetzen. Es wird dann $r = \frac{1}{2}(b + m)$. Wir machen das System statisch bestimmt durch einen Schnitt in Podestmitte. Für symmetrische Laststellung behalten wir dann nur zwei statisch unbestimmte Größen gemäß Bild 12.

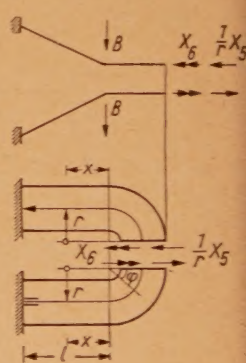


Bild 12.

Es entstehen, wenn wir für die Schnittkräfte die bisherigen Bezeichnungen verwenden:

im Podest:

$$\left. \begin{aligned} \text{aus } B: Q_{x0} = Q_{y0} = N_0 = M_{x0} = M_{y0} = M_{T0} = 0, \\ \text{aus } X_5 = 1: Q_{x5} = 0, Q_{y5} = \frac{1}{r} \cos \varphi, N_5 = -\frac{1}{r} \sin \varphi, \\ M_{x5} = 0, M_{y5} = \sin \varphi, M_{T5} = 0, \\ \text{aus } X_6 = 1: Q_{x6} = Q_{y6} = N_6 = 0, \\ M_{x6} = \cos \varphi, M_{y6} = 0, M_{T6} = -\sin \varphi. \end{aligned} \right\} (34)$$

im unteren (oberen) lauf:

$$\left. \begin{aligned} \text{aus } B: Q_{x0} = \left(\frac{+}{-}\right) B \cos \alpha, Q_{y0} = 0, N_0 = \left(\frac{+}{-}\right) B \sin \alpha, \\ M_{x0} = -Bx, M_{y0} = 0, M_{T0} = 0, \\ \text{aus } X_5 = 1: Q_{x5} = \left(\frac{+}{-}\right) \frac{1}{r} \sin \alpha, Q_{y5} = 0, N_5 = \left(\frac{-}{+}\right) \frac{1}{r} \cos \alpha, \\ M_{x5} = -\frac{x}{r} \operatorname{tg} \alpha, M_{y5} = \left(\frac{+}{-}\right) \cos \alpha, M_{T5} = \left(\frac{+}{-}\right) \sin \alpha, \\ \text{aus } X_6 = 1: Q_{x6} = Q_{y6} = N_6 = 0, \\ M_{x6} = 0, M_{y6} = \left(\frac{+}{-}\right) \sin \alpha, M_{T6} = \left(\frac{-}{+}\right) \cos \alpha. \end{aligned} \right\} (35)$$

Am Podest ist $ds = r d\varphi$, am Lauf $ds = dx / \cos \alpha$. Wegen der Symmetrie des Tragwerks und der Belastung integrieren wir beim Podest zwischen den Grenzen $\varphi = 0$ und $\frac{\pi}{2}$, beim Lauf von $x = 0$ bis $x = l$. Die EJ_x/r -fachen Arbeitsintegrale werden dann entsprechend Gl. (7)

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ik} = \int_0^{\pi/2} \left[M_{xi} M_{xk} + \frac{J_x}{J_y} M_{yi} M_{yk} + \frac{1}{2} \left(1 + \frac{J_x}{J_y} \right) M_{Ti} M_{Tk} \right] d\varphi \\ + \int_0^l \left[M_{xi} M_{xk} + \frac{J_x}{J_y} M_{yi} M_{yk} + \frac{1}{2} \left(1 + \frac{J_x}{J_y} \right) M_{Ti} M_{Tk} \right] \frac{dx}{r \cos \alpha} \end{aligned} \right\} (36)$$

Die Ausführung der Integration liefert:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{05} = B l^3 \operatorname{tg} \alpha / (3 r^2 \cos \alpha) \text{ [kgm]}, \\ \delta_{06} = 0, \\ \delta_{55} = \frac{\pi}{4} \frac{J_x}{J_y} + \frac{l}{r \cos \alpha} \left[\frac{J_x}{J_y} + \frac{1}{2} \sin^2 \alpha \left(1 - \frac{J_x}{J_y} \right) + \frac{l^2}{3 r^2} \operatorname{tg}^2 \alpha \right], \\ \delta_{56} = -\frac{1}{2} \left(1 - \frac{J_x}{J_y} \right) \frac{l}{r} \sin \alpha, \\ \delta_{66} = \frac{\pi}{8} \left(3 + \frac{J_x}{J_y} \right) + \frac{l}{r \cos \alpha} \left[\frac{J_x}{J_y} + \frac{1}{2} \cos^2 \alpha \left(1 - \frac{J_x}{J_y} \right) \right]. \end{aligned} \right\} (37)$$

Entsprechend (16) erhält man die statisch unbestimmten Größen

$$\left. \begin{aligned} X_5 = -\delta_{05} \cdot \delta_{66} / (\delta_{55} \delta_{66} - \delta_{56}^2) \text{ [kgm]}, \\ X_6 = +\delta_{05} \cdot \delta_{56} / (\delta_{55} \delta_{66} - \delta_{56}^2) \text{ [kgm]}. \end{aligned} \right\} (38)$$

Hiermit ergeben sich aus (34) und (35)

im Podest:

$$\left. \begin{aligned} Q_x = 0, \\ Q_y = \frac{1}{r} X_5 \cos \varphi, \\ N = -\frac{1}{r} X_5 \sin \varphi, \\ M_x = X_6 \cos \varphi, \\ M_y = X_6 \sin \varphi, \\ M_T = -X_6 \sin \varphi. \end{aligned} \right\} (39)$$

im unteren (oberen) Lauf:

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= \left(\frac{+}{-}\right) \left(B \cos \alpha + \frac{1}{r} X_5 \sin \alpha \right), \\ Q_y &= 0 \\ N &= \left(\frac{+}{-}\right) \left(B \sin \alpha - \frac{1}{r} X_5 \cos \alpha \right), \\ M_x &= -Bx - \frac{x}{r} X_5 \operatorname{tg} \alpha, \\ M_y &= \left(\frac{+}{-}\right) (X_5 \cos \alpha + X_6 \sin \alpha), \\ M_T &= \left(\frac{+}{-}\right) (X_5 \sin \alpha - X_6 \cos \alpha). \end{aligned} \right\} (40)$$

Ein Beispiel:

$l = 2,20 \text{ m}$, $b = 1,50 \text{ m}$, $m = 0,50 \text{ m}$, $\operatorname{tg} \alpha = 0,7$, $r = 0,5 \cdot (1,50 + 0,50) = 1,00 \text{ m}$, $J_x/J_y = 0,01$; $\sin \alpha = 0,5736$, $\cos \alpha = 0,8192$.

Nach (37) ist:

$$\begin{aligned} \delta_{05} &= B \cdot 2,2^3 \cdot 0,7 / (3 \cdot 1^2 \cdot 0,8192) = 3,033 B \\ \delta_{55} &= \frac{\pi}{4} 0,01 + \frac{2,20}{1 \cdot 0,8192} \left(0,01 + 0,5 \cdot 0,5736^2 \cdot 0,99 + \frac{2,2^2}{3 \cdot 1^2} 0,7^2 \right) = 2,595, \\ \delta_{56} &= -0,5 \cdot 0,99 \cdot 2,2 \cdot 0,5736 / 1 = -0,6246, \\ \delta_{66} &= \frac{\pi}{8} (3 + 0,01) + \frac{2,20}{1 \cdot 0,8192} \cdot (0,01 + 0,5 \cdot 0,8192^2 \cdot 0,99) = 2,101. \end{aligned}$$

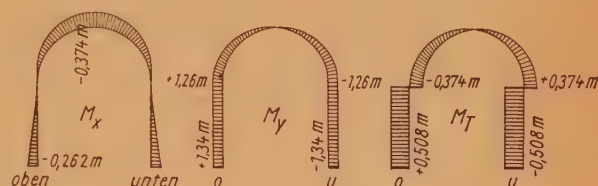


Bild 13. Momente einer geraden Podesttreppe. Multiplikator: B .



Bild 14. Eine gerade freitragende Podesttreppe, die nach den Angaben des Verfassers von der Stadt Rüsselsheim ausgeführt wurde.

Nach (38):

$$\begin{aligned} \delta_{55} \cdot \delta_{66} - \delta_{56}^2 &= 2,595 \cdot 2,101 - 0,6246^2 = 5,062, \\ X_5 &= -3,033 B \cdot 2,101 / 5,062 = -1,259 B, \\ X_6 &= -3,033 B \cdot 0,6246 / 5,062 = -0,374 B. \end{aligned}$$

Nach (39):

$$\begin{aligned} \text{im Podest:} \quad & Q_x = 0, \quad Q_y = -1,259 B \cos \varphi, \quad N = +1,259 B \sin \varphi, \quad M_x = -0,374 B \cos \varphi, \quad M_y = -1,259 B \sin \varphi, \quad M_T = 0,374 B \sin \varphi, \\ \text{im unteren (oberen) Lauf:} \quad & Q_x = \left(\frac{+}{-}\right) 0,0970 B, \quad Q_y = 0, \quad N = \left(\frac{+}{-}\right) 1,605 B, \quad M_x = -0,119 B x, \quad M_y = \left(\frac{+}{-}\right) 1,338 B, \quad M_T = \left(\frac{+}{-}\right) 0,508 B. \end{aligned}$$

Die Momente sind in Bild 13 dargestellt.

Es sei daran erinnert, daß hier noch die Momente nach Bild 11 hinzukommen.

Spannungsmessungen in Spanngliedern mittels Dehnungsmeßstreifen.

Von Dipl.-Ing. Goswin Mittelmann, Frankfurt (Main).

Einleitung.

Ob die Ergebnisse einer Berechnung, der ja gewisse Annahmen zugrunde liegen, mit den in Wirklichkeit vorhandenen Verhältnissen in den Grenzen einer vertretbaren Ungenauigkeit übereinstimmen, ist nicht immer bekannt. Andererseits müssen diese Grenzen sehr eng zusammenliegen, da die Baustoffe bis aufs äußerste ausgenutzt werden sollen, um ein wirtschaftliches Konstruieren zu ermöglichen. Deshalb besteht vielfach das Bedürfnis, die an einer bestimmten Stelle in einem Bauwerk tatsächlich auftretenden Spannungen zu messen, um sie mit den berechneten vergleichen zu können.

Dies gilt auch für die im allgemeinen sehr empfindlichen Spannbetonkonstruktionen, wobei vor allem die in den Spanngliedern auftretenden Verhältnisse wissenswert sind. Hierbei kann die Dehnungsmessung mit Erfolg eingesetzt werden; und zwar eignen sich elektrische Meßeinrichtungen hierzu besonders, da für mechanische Geräte kaum Platz ist und außerdem Ableseschwierigkeiten bestehen, während die elektrische Messung die Fernablesung der Meßergebnisse in verhältnismäßig einfacher Weise gestattet.

Im folgenden soll darüber berichtet werden, wie solche Messungen erfolgreich durchgeführt worden sind. Sicherlich gibt es noch andere brauchbare Einrichtungen, die Stahlspannungen in den Spanngliedern zu ermitteln; diese Abhandlung will lediglich als Anregung und Hilfe für die Durchführung ähnlicher Messungen angesehen werden.

Allgemeines.

Beim Bau der Fuldabrücke in Guxhagen (Bez. Kassel) (Bild 1).



Bild 1. Straßenbrücke über die Fulda bei Guxhagen (Bez. Kassel)

die von der Philipp Holzmann A.G. unter Anwendung ihres eigenen Spannbetonsystems erstellt wurde¹⁾, sollte versucht werden, die Größe der tatsächlich vorhandenen Vorspannkraft an der ungünstigsten Stelle der Einhängeträger zu ermitteln.

Für die Durchführung der Messungen standen eine Meßbrücke von Philips (GM 4571), ein Umschaltkasten (GM 5545) und die entsprechenden Meßstreifen und Kabel zur Verfügung. Das Meßverfahren besteht im wesentlichen darin, daß der auf dem Spannbalken unverschieblich befestigte Dehnungsmeßstreifen die Dehnungen des Stahls genau mitmacht, und daß die hierdurch im Draht des Meßstreifens

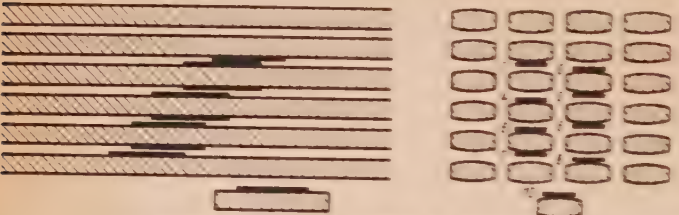


Bild 2. Lage der Meßstreifen innerhalb des Spannglieds.

bewirkten Änderungen des elektrischen Widerstandes von der Meßbrücke gemessen werden. Es gilt folgender Zusammenhang:

$$\Delta R = R \cdot \epsilon = R \cdot \frac{\Delta L}{L}$$

wobei k der Eichfaktor des Meßstreifens und R der Ohmsche Widerstand des Meßstreifens sind²⁾.

Es wurden an zwei Spanngliedern je 4 Meßstellen (I bis IV) angeordnet, und zwar am Anfang, in den Drittelpunkten und am Ende. Jede Meßstelle bestand aus acht Meßstreifen und einem Kompensationsstreifen (siehe Bild 2), so daß insgesamt 72 Dehnungsmeßstreifen (GM 4473) aufgeklebt werden mußten. Die Kom-



Bild 3. Auseinandergelagertes Meßglied. — Die sechs Lagen sind deutlich zu erkennen.

pensationsstreifen wurden mit einem konstanten Nullwiderstand von 122 Ω überwacht; falls einer der Kompensationsstreifen nicht mehr richtig gearbeitet hätte, wäre dies sofort festgestellt worden; dieser Nullwiderstand hätte dann als Kompensationsstreifen verwendet werden können, so daß nicht eine Meßstelle mit acht Streifen vollständig ausgefallen wäre.

Einrichtung der Meßstellen.

Meßtechnisch erfordern zwei Aufgaben be-



Bild 4. Aufstellung der Meßeinrichtung. — Anordnung des Umschaltkastens mit seinen Meßstellen, die mittels Kabeln des Spannbalkens an die Meßbrücke angeschlossen werden.

sondere Sorgfalt bei Aufkleben der Meßstreifen und der Vorsorge dafür, daß die Meßstreifen und ihre Anschlüsse mit Meßkabeln bei während der gesamten Messung unverändert wirksam bleiben. — Das Aufkleben wurde mit Hilfe von besonders hergestellten Bleifolien-

¹⁾ Vgl. Festschrift zur 40. Jahrestagung des Deutschen Bauingenieurvereins, Düsseldorf 1950, S. 104/105.

²⁾ Hierüber wird noch ausführlicher berichtet werden.

en zufriedenstellend gelöst. Die Bilder 3 bis 6 zeigen die auf diese Weise aufgeklebten und mit einem Spezialschutzlack (gegen Lufttrockenheit) versehenen Meßstreifen an einem 60-t-Glied, das zu diesem Zweck an den vorgesehenen Meßstellen auseinandergezogen

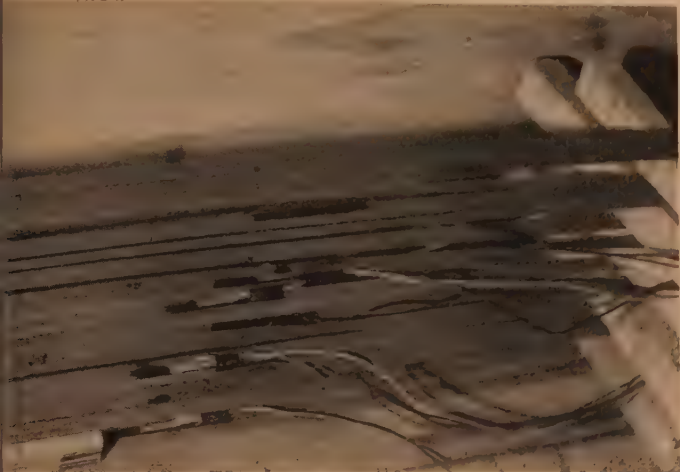


Bild 5. Meßstellen mit Meßstreifen nach Entfernen der Briefklebinnen.

wurde, so daß man die einzelnen Spanndrähte gut erreichen konnte. Die zweite Aufgabe war schwieriger zu lösen. Die Behandlung der Meßglieder einschl. der Anschlußkabel ist auf einer Baustelle, be-



Bild 6. Meßstelle, nachdem das Glied wieder zusammengebaut und mit Abstandhaltern versehen ist. — Unten rechts ist der Kompensationsstreifen zu sehen.

sonders beim Einbau in die Schalung und beim Betonieren, selbstverständlich sehr rauh. Auch sind die auf einer Baustelle herrschenden Verhältnisse mit denjenigen in einem physikalischen Laboratorium kaum zu vergleichen. Es mußte also das Ziel der getroffenen Vorkehrungen sein, mit einer möglichst großen Wahrscheinlichkeit zu erreichen, daß die Anschlüsse alle Maßnahmen einschl. des anschließenden Auspressens mit Zementmilch überstehen. Hierzu wurde eine besondere Blechhülse für den Bereich einer Meßstelle vorbereitet, deren Querschnitt so vergrößert wurde, daß für die Anschlußkabel



Bild 7. Meßstelle, unmittelbar vor dem Überschieben der Blechhülse, die so vergrößert ist, daß die Anschlußkabel Platz haben.

der acht Meßstreifen einer Meßstelle genügend Platz war (Bild 7). Um außerdem die Kabel beim Betonieren zu schützen (Rüttler!), wurden sie in Rohren durch den Beton nach außen geführt (Bild 8 und 9). — Im Verlaufe der Messungen haben sich diese Maßnahmen grundsätzlich als zweckmäßig erwiesen, wenn auch noch einige kleine Mängel auftraten, die aber bei den nächsten Messungen gleicher Art ohne große Schwierigkeit behoben werden konnten.

Messung.

Die Meß-Spannglieder wurden von beiden Seiten möglichst gleichmäßig gespannt, wobei jeweils von 50 zu 50 at eine Messung durchgeführt wurde. Es wurde für jeden Meßstreifen mindestens eine halbe Minute als Ablesezeit festgesetzt, um Anheizeffekte auszuschließen, d. h. für die Durchführung jeder Messung waren etwa zwanzig Minuten erforderlich (vergl. Bild 10).

Auswertung.

Zur Auswertung der Ergebnisse wurden zunächst die gemessenen Dehnungen der einzelnen Meßstellen in Abhängigkeit von der äußeren Kraft aufgetragen. Hierdurch bekam man einen Überblick, welche Meßstreifen brauchbare Ergebnisse liefern, was der Fall ist, wenn sich in erster Näherung eine Gerade ergibt. Treten größere Abweichun-

der acht Meßstreifen einer Meßstelle genügend Platz war (Bild 7). Um außerdem die Kabel beim Betonieren zu schützen (Rüttler!), wurden sie in Rohren durch den Beton nach außen geführt (Bild 8 und 9). — Im Verlaufe der Messungen haben sich diese Maßnahmen grundsätzlich als zweckmäßig erwiesen, wenn auch noch einige kleine Mängel auftraten, die aber bei den nächsten Messungen gleicher Art ohne große Schwierigkeit behoben werden konnten.

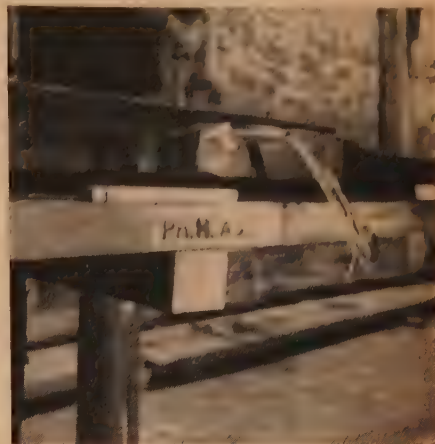


Bild 8. Meßstelle, nach dem Überschieben der Blechhülse. Der Rohrstutzen dient zum Schutz der Meßkabel beim Betonieren.

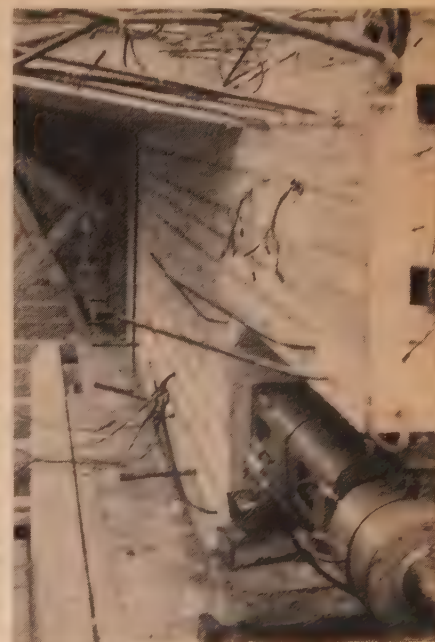


Bild 9. Meßstellen an der Gasse eines Pankageträger-Lagers unter der Aussparung einer Meßstelle, oben die verbleibenden Kabel für die Messungen der anderen Glieder.



Bild 10. Raum für die Messungen.

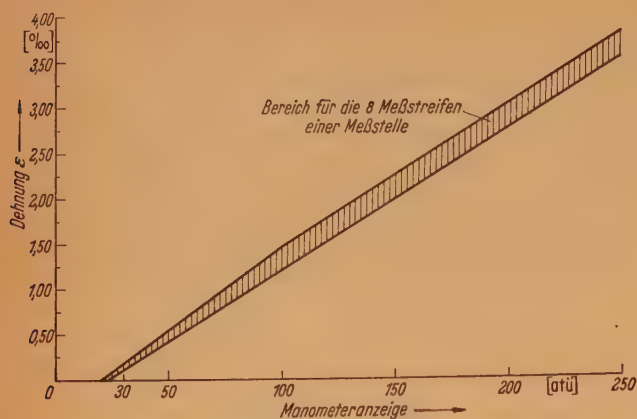


Bild 11. Auswertung. — Gemessene Dehnung in Abhängigkeit von der Manometeranzeige.

Prüfung und Beurteilung von Betonzusatzmitteln.

Von Professor Dr.-Ing. habil. Kurt Walz, Stuttgart.

Die Anwendung von Betonzusatzmitteln hat durch die Einführung der luftporenbildenden Zusatzmittel (LP-Zusatzmittel) in Deutschland an Bedeutung zugenommen. Deshalb und weil häufig Zusatzmittel ohne Abgrenzung des Anwendungsgebiets allgemein zur Verbesserung des Betons auch für den Ingenieurbau angeboten werden und weil sich darunter auch solche fanden, die nicht nützlich sind oder mit denen die angepriesenen Verbesserungen nicht entstehen, wurde der Länder-Sachverständigenausschuß für neue Baustoffe und Bauarten veranlaßt, bestimmte Zusatzmittel der „Allgemeinen bau-polizeilichen Zulassung“ zu unterziehen. Ein Arbeitskreis, dem Mitglieder des Länder-Sachverständigenausschusses und der Bautenschutzmittel-Industrie angehörten, wurde mit der Aufstellung von Richtlinien für die Prüfung von Betonzusatzmitteln beauftragt. Nach diesen im Jahre 1952 aufgestellten Richtlinien ist inzwischen eine größere Zahl von Zusatzmitteln untersucht worden. Weil es zur Beurteilung der Zweckmäßigkeit der Prüfrichtlinien notwendig erschien, die bei den Prüfungen gewonnenen Erkenntnisse einheitlich zu sammeln, sind die Prüfungen nur wenigen amtlichen Prüfanstalten übertragen worden. Die in der auf Grund der Prüferfahrungen verbesserten Fassung von 1954 vorliegenden Richtlinien werden nunmehr als verbindlich eingeführt. Betonzusatzmittel dürfen dann nur noch benutzt werden, wenn sie nach diesen Richtlinien geprüft und amtlich zugelassen sind.

1. Allgemeines über die Prüfung der Betonzusatzmittel nach den Richtlinien.

Für die am Mischer zuzugebenden Betonzusatzmittel wurden aufgestellt:

1. Richtlinien für die Prüfung von Betonverflüssigern,
2. Richtlinien für die Prüfung von luftporenbildenden Betonverflüssigern und luftporenbildenden Betonzusatzmitteln,
3. Richtlinien für die Prüfung von Betondichtungsmitteln.

In der Begriffsbestimmung sind diese 4 Zusatzmittelarten durch allgemeine Angaben über ihre Wirkung gekennzeichnet. Demnach sind

Betonverflüssiger: Zusatzmittel zum Beton, die die Verarbeitbarkeit des Betons verbessern, den Wasseranspruch vermindern und die Festigkeit erhöhen sollen. Größeres Schwinden ist möglich.

Luftporenbildende Betonverflüssiger: Zusatzmittel zum Beton, die die Verarbeitbarkeit des Betons verbessern, den Wasseranspruch vermindern und den Luftgehalt sowie die Frostbeständigkeit erhöhen sollen, ohne die Festigkeit zu verringern. Größeres Schwinden ist möglich.

Luftporenbildende Betonzusatzmittel: Zusatzmittel zum Beton, die die Verarbeitbarkeit des Betons verbessern und den Luftgehalt sowie die Frostbeständigkeit erhöhen sollen. Hierbei kann eine geringe Minderung der Festigkeit gegenüber dem Beton ohne Zusatzmittel auftreten. Eine geringe Erhöhung des Schwindens ist möglich.

gen auf, so kann das Ergebnis nicht zur Auswertung herangezogen werden. Bild 11 zeigt ein solches Diagramm für die Meßstelle III. Die Dehnungen der Drähte dieses Spanngliedes liegen innerhalb des angegebenen Bereiches. Nach dem Spannen weicht das Ergebnis in den einzelnen Drähten demnach um $\pm 3,5\%$ vom Mittelwert ab.

Die Wiedergabe und Erörterung der sehr aufschlußreichen Ergebnisse bleibt einer besonderen Abhandlung vorbehalten. Der tatsächliche Spannkraftverlauf wäre lediglich auf Grund von Manometeranzeige und Spannweg nicht richtig erkannt worden. Es ist daher zu überlegen, ob nicht künftig bei der Errichtung von Spannbetonbauwerken am Anfang zunächst der Spannkraftverlauf an Meßgliedern festgestellt werden sollte. Nach der Auswertung der Ergebnisse könnte dann die Spannkraft auf Grund der durch die Messungen gewonnenen Erkenntnisse in die anderen Spannglieder so eingeleitet werden, daß die erforderliche Spannkraft an der ungünstigsten Stelle des Spanngliedes tatsächlich vorhanden ist.

Betondichtungsmittel: Zusatzmittel zum Beton, die den Widerstand eines zweckmäßig zusammengesetzten Betons gegen Eindringen von Wasser durch porendichtende oder wasserabweisende Wirkung erhöhen sollen. Hierbei kann eine Minderung der Festigkeit gegenüber dem Beton ohne Zusatzmittel auftreten. Größeres Schwinden ist möglich.

Die 4 Zusatzmittelarten haben gemeinsam, daß sie, in geringer Menge dem Beton zugesetzt, eine oder mehrere seiner Eigenschaften verbessern, jedoch auch zu einer Minderung anderer Betoneigenschaften führen können. Diese Minderung der Eigenschaften ist bei der Zulassungsprüfung nur in bestimmten, im Vergleich mit dem Beton ohne Zusatzmittel festgelegten Grenzen angängig.

Die Aufstellung von Richtlinien für die Prüfung von Erhärtungsbeschleunigern und von Frostschutzmitteln wurde nicht als nötig erachtet, weil diese Zusatzmittel im eigentlichen Betonbau aus verschiedenen Gründen ohne größere Bedeutung sind. Auch Dichtungsmittel, die ausschließlich für Putze oder Mörtel verwendet werden, bedürfen keiner Zulassung.

Bei der Zulassungsprüfung kann naturgemäß nur durch einige Prüfungen mit bestimmten Betonmischungen festgestellt werden, ob mit dem Zusatzmittel die angegebene kennzeichnende Wirkung grundsätzlich zu erwarten ist und inwieweit andere Betoneigenschaften ungünstig beeinflusst werden. Der Käufer eines hiernach zugelassenen Mittels kann dann voraussetzen, daß im allgemeinen die angegebene Wirkung entsteht, und erkennen, welche Besonderheiten mit der Anwendung verbunden sind.

Da die Wirkung eines Zusatzmittels vom Zement, dem Zementgehalt, der Kornzusammensetzung, dem Wassergehalt, der Temperatur und anderen in ihrer Größe nicht ohne weiteres feststehenden, vielmehr von den bei der Zulassungsprüfung vorliegenden Verhältnissen oft abweichenden Einflüssen abhängt, ist es nicht möglich, eine bestimmte, zweckentsprechende Zusatzmenge allgemeingültig festzulegen. Deshalb wird trotz Zulassungsprüfung für Beton der Güteklasse B 160 und höher vor Baubeginn der Nachweis verlangt, daß mit der für den Bau vorgesehenen Zusatzmenge bei der am Bau vorliegenden Betonzusammensetzung die geforderten Betoneigenschaften mit Sicherheit erreicht werden (Eignungsprüfung nach DIN 1048, Vorbemerkung 1 a); ferner muß der Beton auf der Baustelle durch die in DIN 1048, Vorbemerkung 1 b, festgelegte Güteprüfung überwacht werden.

2. Prüfung nach den Richtlinien.

Die Prüfungen werden mit Zement und Beton durchgeführt und sind auf die notwendigsten Feststellungen beschränkt. Die in Amerika für luftporenbildende Zusatzmittel bestehenden, weiter unten angezogenen Vorschriften für luftporenbildende Zusatzmittel enthalten demgegenüber wesentlich weitergehende Prüfbestimmungen.

2.1 Für alle 4 Zusatzmittelarten geltende Bestimmungen.

Zusatzmittel, Zement und Zuschlagstoffe für die Prüfung. Die

Prüfung wird an einer amtlich, möglichst aus dem Handel entnommenen Probe in einer hierfür anerkannten Prüfanstalt durchgeführt. Vom Hersteller ist dazu die von ihm empfohlene durchschnittlich erforderliche und gegebenenfalls auch größte Zusatzmenge mitzuteilen. Die Zusatzmenge darf nur in g oder cm³ je kg Zement angegeben werden, weil die Zusatzmenge, deren Einfluß vor allem auf die Zementeigenschaften von Bedeutung ist, dann nicht eindeutig festliegt, wenn sie auf das Anmachwasser bezogen wird. Da die Wirkung der Zusatzmittel auch vom Zement abhängt, werden die Untersuchungen mit Portlandzement und Hochofenzement vorgenommen. Außerdem wird, damit für die Prüfung an verschiedenen Stellen möglichst gleiche Voraussetzungen bestehen, jeweils ein Gemisch aus je dreien dieser Zemente verwendet. Aus dem gleichen Grunde ist auch Zuschlag mit gleicher mineralogischer Beschaffenheit und Kornzusammensetzung vorgesehen (Rheinkies sand aus der Karlsruher Gegend). Die festgelegte Sieblinie des Zuschlaggemisches 0/30 mm ist durch Aufteilen des Zuschlags in 6 Korngruppen einheitlich zu gewährleisten. Das Gemisch entspricht der Sieblinie E der DIN 1045, jedoch beträgt der Anteil bis zu 0,2 mm statt 9% nur 4%. Dieser geringere Gehalt an Feinstsand 0/0,2 mm wurde vorgesehen, weil mit den in der Regel gewaschenen Zuschlagstoffen der Praxis kein höherer Gehalt entsteht und weil meist angegeben wird, daß mit den Zusatzmitteln der ungünstige Einfluß mangelnden Feinstsandgehaltes auf die Verarbeitbarkeit des Betons ausgeglichen werden kann. Hiervon abweichend ist für die Untersuchung der Dichtungsmittel das Zuschlaggemisch nach Sieblinie F der DIN 1045 zusammenzusetzen; es ist also feinkörniger als für die Untersuchung der anderen 3 Zusatzmittelarten. Aber auch hier ist der Feinstsandgehalt, durchschnittlichen Verhältnissen der praktisch verwendeten Zuschlaggemische entsprechend, auf 7% gegenüber 17% nach Sieblinie F herabgesetzt. Für die Prüfung der Dichtungsmittel wurde das feinkörnigere Gemisch nach Sieblinie F gewählt, weil mit besonders gut zusammengesetzten größeren Gemischen und üblichem Zementgehalt der Einfluß auch günstig wirkender Dichtungsmittel nicht mehr ausgeprägt hervortritt und weil die Verwendung von Dichtungsmitteln vor allem dann einen Sinn hat, wenn, z. B. durch ungünstige Kornzusammensetzung bedingt, eine Verminderung des Wassereindringens nötig erscheint¹⁾ (siehe auch unter 2.23).

Wesentlich ist, daß zur Beurteilung der Wirkung eines Zusatzmittels immer eine Mischung ohne Zusatzmittel gleicher Verarbeitbarkeit (Null-Mischung) vergleichsweise untersucht wird.

Prüfungen mit Zement. Der Einfluß des Zusatzmittels auf den Zement wird durch Ermittlung der Erstarrungsverhältnisse, der Raumbeständigkeit und der Schwindung nach DIN 1164 mit der angegebenen größten Zusatzmenge untersucht. Man prüft — allerdings nur durch die als Stichprobe zu wertenden Feststellungen —, inwieweit bei Anwendung der noch zugelassenen größten Zusatzmenge die Zementeigenschaften verändert werden.

Je nach Zusammensetzung des Zusatzmittels kann die Erstarrung verzögert (seltener beschleunigt) und die Schwindneigung bei dieser Prüfung z. T. in beachtlichem Umfang erhöht werden. Die in DIN 1164 für das Erstarren geforderten Grenzen müssen eingehalten werden (Erstarrungsbeginn frühestens nach 1 Stunde, Erstarrungsende spätestens nach 12 Stunden). Aus baupraktischen Gründen verdienen jedoch jene Zusatzmittel im allgemeinen den Vorzug, die keine wesentliche Verzögerung des Erstarrungsendes bedingen gegenüber dem Zement ohne Zusatz, z. B. nicht über 50%). Durch die bisher untersuchten Zusatzmittel wurde eine ungünstige Beeinflussung der Raumbeständigkeit (Treibneigung) beim Kaltwasserversuch nach DIN 1164 bis zu 3 Monaten nicht beobachtet. Wenn die übrigen Prüfbedingungen erfüllt werden, ist dann auch auf längere Zeit gesehen, eine ungünstige Wirkung nicht anzunehmen. Man muß dabei berücksichtigen, daß die Zusatzmengen, auf den Zement bezogen, meist so gering sind, daß selbst dann wesentliche Veränderungen nicht zu erwarten sind, wenn das Zusatzmittel einen erheblichen Gehalt an Stoffen aufweisen würde, die in größerer Menge ungünstig wirken, wie z. B. Sulfate und Chloride.

Die Grenzen für die Vergrößerung der Schwindung wurden je nach Zusatzmittelart so festgelegt, daß nach den bisherigen Erfahrungen besonders ungünstige Erzeugnisse ausgeschieden werden. Wenn die nach DIN 1164 bestimmte Schwindung bei Prüfung von Betonverflüssigern sowie luftporenbildenden Betonverflüssigern und Dichtungsmitteln um 50%, bei luftporenbildenden Zusatzmitteln um 20% zunehmen darf und somit verhältnismäßig groß erscheint, so ist zu berücksichtigen, daß ähnliche Unterschiede auch bei Zementen vorkommen und daß sich das Schwinden unter praktischen Bedingungen im Beton nicht in gleichem Maße erhöht²⁾. Auch ist, wie andere Untersuchungen lehrten, mit einer nach diesem Prüfverfahren festgestellten größeren Schwindung nicht ohne weiteres auch eine entsprechend erhöhte Schwindrißneigung verbunden³⁾. Selbstverständlich sind Zusatzmittel erwünscht, die das Schwinden allgemein möglichst wenig fördern.

Prüfungen mit Beton. Der Wassergehalt des Betons ohne Zusatzmittel (Null-Mischung) wird so bemessen, daß ein Ausbreitmaß nach DIN 1048 von 42 cm, also ein Beton knapp weicher Beschaffenheit, erreicht wird. Außerdem wird im Verformungsgerät nach Powers gemäß Bild 1 für diesen Beton die Verformungsarbeit bestimmt⁴⁾.

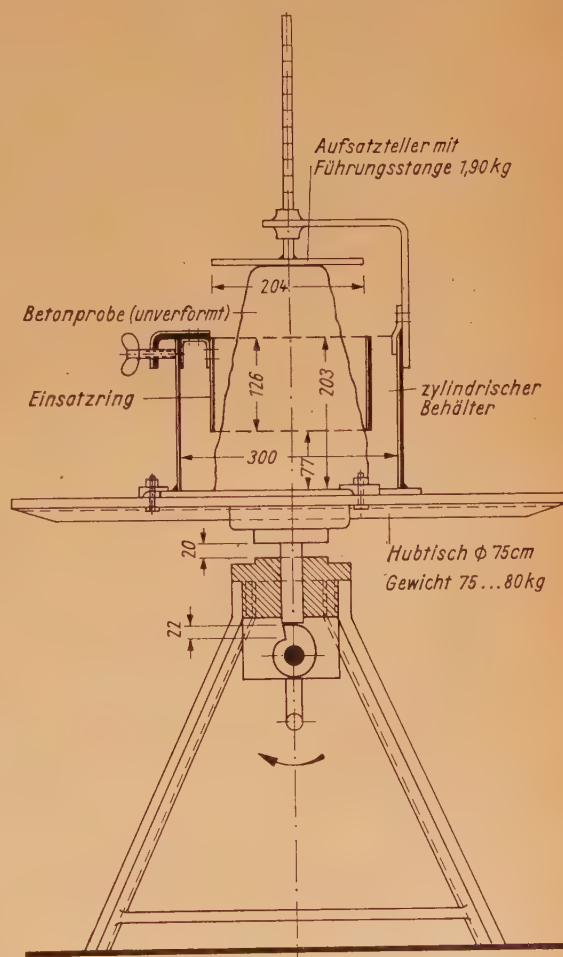


Bild 1. Abmessungen und Gewichte der wichtigsten Teile des Verformungsgeräts.

Diese wird durch die Anzahl der Stöße gekennzeichnet, die zur Verformung der Betonprobe aus dem 30 cm hohen Kegelstumpf zu einem Zylinder nötig ist. Der Wassergehalt der anschließend herzustellenden Mischung mit Zusatzmittel wird dann so abgestimmt,

¹⁾ Siehe hierzu auch Graf, O., Die Auswahl der Straßenbauelemente und die Entwicklung der Zementprüfung von 1934 bis 1939. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, 27, 1940, S. 36 ff.

²⁾ So haben z. B. nach DIN 1164 stärker schwindende Zemente in Betonfahrbahndecken zu keiner entsprechend größeren Rißbildung geführt; siehe Graf, O., Ergebnisse der Prüfung von Straßenbauelementen in der Straße, Straße und Autobahn 3 (1952) H. 3, S. 72.

³⁾ Siehe Walz, K., Beitrag in Kleinogel, Einflüsse auf Beton, 5. Aufl., S. 285, Berlin 1950, W. Ernst & Sohn, sowie in Heft 91 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, S. 23 (Verarbeitbarkeit und mechanische Eigenschaften des Frischbetons), Berlin 1938, W. Ernst & Sohn.

⁴⁾ Vgl. hierzu frühere, umfangreiche Untersuchungen von Jumper, C. H., Tests of integral and surface waterproofings for concrete. Proc. Amer. Concr. Inst. 28 (1932), S. 209 (Versuche mit 50 verschiedenen zusammengesetzten Dichtungsmitteln).

daß die Verformungsarbeit (Anzahl der Stöße) dieselbe ist wie beim Beton ohne Zusatzmittel. Es hat sich nämlich häufig ergeben, daß die Verbesserung der Verarbeitbarkeit durch ein Zusatzmittel mit dem Verformungsversuch besser zu erfassen ist als mit dem Ausbreitversuch (z. B. Erhöhung der Geschmeidigkeit bzw. Verminderung des Verdichtungs Widerstands). Der Wassergehalt, mit dem beim Beton mit Zusatzmittel die gleiche Verformungsarbeit wie bei der Null-Mischung entsteht, wird meist noch etwas kleiner als der Wassergehalt des Betons mit Zusatzmittel, der das gleiche Ausbreitmaß wie die Null-Mischung aufweist. Dadurch ergibt sich bei der Abstimmung die Festigkeit des Betons mit Zusatzmittel entsprechend günstiger als bei Herstellung mit gleichem Ausbreitmaß.

Die zu untersuchenden Betonmischungen enthalten in der Regel 240 und 300 kg Zement in 1 m^3 des verdichteten Betons (Betonmischungen aus Portlandzement und Hochofenzement mit je 2 Zementgehalten). Der Beton wird in einem Zwangsmischer System Eirich mit bestimmter Umdrehungszahl nach Vorbefeuchtung des trockenen Zuschlags 2 Minuten lang gemischt (Temperatur 15 bis 22°). Eine Anleitung für das Mischen erschien erforderlich, weil hierdurch die Wirkung der Zusatzmittel beeinflusst werden kann.

2.2 Besondere Prüfbestimmungen für die einzelnen Zusatzmittelarten.

2.21 Betonverflüssiger. Mit Betonverflüssigern soll vor allem eine Verminderung des Anmachwassergehalts und damit eine Erhöhung der Festigkeit erzielt werden. Daher wird verlangt, daß jede der 4 Mischungen mit dem Betonverflüssiger bei gleicher Verformungsarbeit einen kleineren Gesamtwassergehalt benötigt als die entsprechende Null-Mischung. Die Verminderung muß im Mittel aus den 4 Mischungen mindestens 5% erreichen. Außerdem soll der Betonverflüssiger auch die Verarbeitbarkeit augenscheinlich günstig beeinflussen. Die Druckfestigkeit der 4 Mischungen mit dem Verflüssiger muß im Mittel mindestens um 8% und soll bei jedem einzelnen Beton möglichst um 5% höher liegen als die Festigkeit beim Beton ohne Zusatzmittel.

2.22 Luftporenbildende Betonverflüssiger und luftporenbildende Zusatzmittel. Neben den auch in Deutschland angebotenen und in den Vereinigten Staaten seit etwa 15 Jahren zur Verbesserung der Frost- und Tausalzbeständigkeit sowie der Verarbeitbarkeit verwendeten luftporenbildenden Zusatzmitteln finden sich bei uns die luftporenbildenden Betonverflüssiger. Mit diesen soll neben der Porenbildung, die Voraussetzung für die Erhöhung der Frostbeständigkeit ist, noch eine größere Wassereinsparung zusätzlich erreicht werden, um die bei der Lufteintragung mögliche Festigkeitseinbuße auszugleichen. Dementsprechend erstrecken sich auch die Prüfungen nach den Richtlinien auf die Ermittlung des Luft- und Wassergehalts sowie der Druckfestigkeit und des Verhaltens des Betons beim Frostversuch.

2.221 Feststellungen nach den Richtlinien.

Luftgehalt. Mit einer Zusatzmenge, die höchstens der vom Lieferer angegebenen größten zulässigen Zusatzmenge entspricht, muß im Beton mit dem luftporenbildenden Betonverflüssiger nach Abzug der im Zuschlag enthaltenen Luft ein Luftgehalt von mindestens 3%, und im Beton mit dem luftporenbildenden Zusatzmittel von mindestens 4% erreicht werden. Mit diesem, vorwiegend durch das Zusatzmittel erzeugten Luftgehalt wird nach den bisherigen Erfahrungen mindestens schon eine wesentliche Verbesserung der Frostbeständigkeit erhalten. (Die Mischungen ohne Zusatzmittel weisen im allgemeinen einen Luftgehalt von rund 1,8 bis 2,5% auf, zu dem das Gestein des Zuschlagstoffs bis etwa 1% beitragen kann.)

Der Luftgehalt ist mit einem geeigneten Verfahren zu bestimmen. Dazu wird vorwiegend der nach amerikanischem Vorbild auch in Deutschland gebaute, sich durch Einfachheit der Handhabung und Zuverlässigkeit auszeichnende Druckmesser benutzt. Bei diesem Gerät wird auf die Betonprobe ein bestimmter Überdruck ausgeübt; der direkt ablesbare Luftgehalt ergibt sich entsprechend dem Boyle-Mariotteschen Gesetz aus dem Druckabfall⁵⁾. Das Gerät und seine Eichung ist in der Norm C 231—52 T der American

Society for Testing Materials ausführlich beschrieben⁶⁾. Die ebenfalls zur Bestimmung des Luftgehalts anwendbaren beiden anderen Verfahren⁷⁾, d. s. die Berechnung des Raumes der Stoffe nach ihrer Reinwichten (spezifischen Gewichte)⁸⁾ und das Verdrängungsverfahren⁹⁾, erfordern im allgemeinen mehr Aufwand oder größere Sorgfalt.

Der Gesamtwassergehalt der 4 Mischungen mit luftporenbildenden Betonverflüssigern muß im Mittel um mindestens 5% kleiner erhalten werden als der Wassergehalt des Betons ohne Zusatzmittel; außerdem muß der Wassergehalt eines jeden Betons kleiner sein als der des entsprechenden Betons ohne Zusatzmittel. Ferner wird gefordert, daß die Verarbeitbarkeit sowohl durch einen luftporenbildenden Betonverflüssiger als auch durch ein luftporenbildendes Zusatzmittel günstig beeinflusst wird.

Die Druckfestigkeit einer jeden der 4 Mischungen muß mit luftporenbildenden Betonverflüssigern mindestens gleich groß wie die Druckfestigkeit des entsprechenden Betons ohne Zusatzmittel entstehen. Mit luftporenbildenden Zusatzmitteln ist ein Festigkeitsabfall zulässig, jedoch darf die Druckfestigkeit bei keiner der 4 Mischungen um mehr als 15% (im Mittel um mehr als 10%) kleiner ausfallen als beim Beton ohne Zusatzmittel.

Verhalten beim Frostversuch. Der Abfall der Biegezugfestigkeit von Prismen $10\text{ cm} \times 10\text{ cm} \times \text{rund } 55\text{ cm}$ darf beim Beton mit den Zusatzmitteln nach 100 Frostwechseln, bezogen auf die Biegezugfestigkeit des Betons nach 28 Tagen, nicht mehr als 20% und der Abfall der Druckfestigkeit, ermittelt an Prismenreststücken, nicht mehr als 10% erreichen. Bei der Beurteilung des Verhaltens bei Frosteinwirkung durch den dynamischen E-Modul (ebenfalls mit Prismen $10\text{ cm} \times 10\text{ cm} \times \text{rund } 55\text{ cm}$) darf der Rückgang, bezogen auf den dynamischen E-Modul vor der Frosteinwirkung (Alter 28 Tage) höchstens 20% betragen. Außerdem müssen der Rückgang der Biegezug- und Druckfestigkeit oder des dynamischen E-Moduls und die sichtbaren Veränderungen (Risse, Absprengungen) des Betons mit Zusatzmittel geringer sein als bei dem zum Vergleich geprüften Beton ohne Zusatzmittel.

Die Prismen zur Untersuchung auf Frostbeständigkeit werden nur aus dem Beton mit 240 kg Portlandzement je m^3 hergestellt. Ursprünglich war ein Zementgehalt von 300 kg/m^3 vorgesehen. Damit erreichte aber auch die Mischung ohne LP-Zusatzmittel schon hohen Widerstand gegen die Frost-Tau-Wechsel, so daß mindestens 150 Frostwechsel, z. T. auch 200 Frostwechsel nötig wurden, um einen deutlichen Festigkeitsabfall gegenüber dem Beton mit LP-Zusatzmittel zu erhalten. Bei der Mischung mit 240 kg Zement stellt sich ein wesentlicher Unterschied in der Frostbeständigkeit früher ein, so daß die Wirkung schon nach 100 Frostwechseln, also mit weniger Aufwand, beurteilt werden kann. Die Verwendung nur einer Mischung für den Nachweis gesteigerter Frostbeständigkeit erschien ausreichend, weil nach den bisherigen Erfahrungen, unabhängig von der Zusammensetzung der Mischung, im allgemeinen eine deutliche Verbesserung der Frostbeständigkeit eintritt, wenn der frische Beton mit dem in den Richtlinien angegebenen Luftgehalt von mindestens 3 bzw. 4% entsteht.

Während die bezüglich der Festigkeit gestellten Forderungen bei dem verlangten Luftgehalt manchmal nur knapp erfüllt wurden, ist die infolge Frosteinwirkung noch zulässige Minderung der Festigkeit oder des dynamischen E-Moduls bei den bisher geprüften LP-Zusatzmitteln nie überschritten worden, sofern der geforderte Mindestluftgehalt erreicht war. Äußere Veränderungen wurden dabei selten beobachtet, wogegen die Balken aus der Null-Mischung neben starkem Festigkeitsrückgang meist sehr früh Risse und Abbröckelungen erkennen ließen.

Die Frosteinwirkung ist schroffer als z. B. nach DIN 52 104 (Prü-

⁵⁾ Tentative method of test for air content of freshly mixed concrete by the pressure method. ASTM Book of Standards, Part 3, 1952, S. 1017ff.

⁷⁾ Siehe Walz, K., Schutz der Betonfahrbahndecken gegen Zerstörung durch Tausalze. Straße und Autobahn 1 (1950), H. 9, S. 1; ferner Walz, K., Feststellungen beim Einbau von Straßenbeton mit luftporenbildenden Zusatzstoffen. Straße und Autobahn 4 (1953), H. 7, S. 235ff.

⁸⁾ Siehe auch ASTM-Prüfverfahren C 138—44: Standard method of test for weight per cubic foot, yield, and air content (gravimetric) of concrete. ASTM Book of Standards, Part 3, 1952, S. 1094ff.

⁹⁾ Siehe ASTM-Prüfverfahren C 173—42 T: Tentative method of test for air content (volumetric) of freshly mixed concrete. ASTM Book of Standards, Part 3, 1952, S. 1013ff.

⁶⁾ Siehe Walz, K., Feststellungen beim Einbau von Straßenbeton mit luftporenbildenden Zusatzstoffen. Straße und Autobahn 4 (1953), H. 6, S. 175ff., ferner „Vorläufiges Merkblatt für die Verwendung von luftporenbildenden Zusatzstoffen zu Straßenbeton“, Köln 1953, Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen.

g von Naturstein auf Frostbeständigkeit). Die vorher wasser-
agerten Betonprismen werden, bereits im Alter von 28 Tagen
innend, 100 Frostwechseln unterzogen. Ein solcher Wechsel be-
ht aus: Einlagern der Prismen in den Gefrierraum bei etwa $+5^{\circ}$,
glichtest raschem Absenken der Temperatur der bewegten Luft auf
 10° und nötigenfalls tiefer, so daß nach 2 bis $2\frac{1}{2}$ Stunden in der
te des Prismenquerschnitts -10° erreicht werden, schließlich
gt nach insgesamt dreistündiger Lagerung im Frostraum Auftauen
Wasser von 15 bis 20° während mindestens 1 Stunde. Im allge-
nen sollen täglich 2 oder mehr Wechsel durchgeführt werden.
ed der Beton durch den dynamischen Elastizitätsmodul beurteilt¹⁰⁾,
werden an den Prismen Messungen wenigstens nach 50 und ab-
ließend nach 100 Frostwechseln vorgenommen. Da diese Prüfung
Prismen nicht störend beansprucht, können mit wenig Arbeits-
wand an denselben Prismen beliebig oft Messungen durchgeführt
den, um den Verlauf der Schädigung festzustellen¹¹⁾. Der dy-
nische E-Modul, der aus der ermittelten Eigenfrequenz des auf
ei Stützen aufgelagerten Prismas errechnet wird, sinkt bei den
niger widerstandsfähigen Prismen aus der Null-Mischung meist
on nach 20 bis 30 Frostwechseln deutlich ab, während sich bei
a Prismen mit dem LP-Zusatzmittel nach Einwirkung der ins-
amt vorgesehenen Frostwechsel, in Übereinstimmung mit dem
h Augenschein feststellbaren guten Erhaltungszustand, keine oder
r eine wesentlich geringere Abminderung des dynamischen E-
duls einstellt. Der Rückgang des dynamischen E-Moduls und der
fall der Biegezugfestigkeit führen zu etwa dem gleichen Be-
rtungsmaßstab¹²⁾. Die gewählte Prismengröße läßt die Prüfung
n Beton bis etwa 30 mm Größtkorn zu. Noch größere Proben
zustellen und daran den statischen E-Modul unter Druckbelastung
ermitteln, erschien nicht zweckmäßiger. Denn es ist zu beachten,
B dadurch der Aufwand bei den Frost-Tau-Wechseln und der Prü-
ng wesentlich zunimmt und daß die beginnende Schädigung natur-
mäßig und wie auch die bisherigen Feststellungen immer lehrten,
Druckbeanspruchung nicht so deutlich erfaßt wird wie bei
Belastung.

22 Feststellungen nach den amerikanischen Prüfvorschriften.

Die Beurteilung der luftporenbildenden Zusatzmittel ist nach den
amerikanischen Vorschriften mit wesentlich größerem Aufwand ver-
binden. Zum Vergleich soll der derzeitige Stand der Prüfverfah-
ren in den Vereinigten Staaten an Hand der von der American
ociety for Testing Materials (ASTM) herausgegebenen Normen,
nen meist die anderer Institutionen entsprechen, kurz umrissen
werden.

Außer den bereits erwähnten Prüfverfahren für den Luftgehalt
des Betons⁶⁾⁸⁾⁹⁾ finden sich in den USA Gütevorschriften für einzelne
typen von Portland-¹³⁾ und Hochofenzement¹⁴⁾, denen LP-Zusatzmittel
zugemessen sind. Dazu ist eine umfangreiche Güte- und Prüfvorschrift
für das verwendete LP-Zementzusatzmittel¹⁵⁾ und ein Prüfverfah-
ren für LP-Zemente auf ihr Vermögen Luftporen zu bilden, auf-
gestellt¹⁶⁾. Wie jetzt in den deutschen „Richtlinien“, wurden dort
vorher früher auch eine Gütevorschrift¹⁷⁾ und eine Prüfvorschrift¹⁸⁾
für LP-Zusatzmittel, die dem Beton am Mischer zugesetzt werden,
herausgegeben. Da in Deutschland immer wieder Vergleiche zur
langjährigen Entwicklung in Nordamerika anzustellen sind, wird

nachstehend eine die amerikanischen Vorschriften kennzeichnende
Übersicht gegeben.

Die LP-Zemente¹³⁾¹⁴⁾ müssen etwa die gleichen Norm-Anforderun-
gen erfüllen wie Zemente ohne LP-Zusatzmittel. Die Festigkeits-
anforderung ist lediglich bei der Normenprüfung im Alter von 3
und 7 Tagen etwas herabgesetzt. Jedoch muß bei der Prüfung mit
Mörtel 1:4 ein Luftgehalt von $18 \pm 3\%$ und beim LP-Hochofenzement
ein solcher von $16 \pm 4\%$ entstehen¹⁶⁾.

Die Zusatzmittel, die dem Zement zugemahlen werden, müssen
vorher geprüft sein¹⁵⁾; sie werden für die Prüfung mit einem be-
stimmten normgerechten Klinker zu einem Versuchszement ver-
mahlen, der im Vergleich mit dem reinen Zement im Mörtel und im
Beton geprüft wird. Die Zement- bzw. Mörteluntersuchung erstreckt
sich dabei auf die Prüfung der in den Normen für LP-Zemente fest-
gelegten Eigenschaften. Dabei darf der zum Vergleich heran-
gezogene reine Zement im Mörtelversuch nicht mehr als 8% Luft
entwickeln. Die Erstarrungszeiten dürfen sich um nicht mehr als
 50% ändern, die Ausdehnung in $\%$ der Länge darf beim Autoklav-
versuch höchstens um $0,1\%$ (absolut), das Schwinden um höchstens
 $0,01\%$ (absolut) zunehmen und die Druckfestigkeit des Mörtels auf
höchstens 85% abfallen. Der Luftgehalt im Beton mit rund 308 kg
Zement/ m^3 muß bei bestimmtem Setzmaß (etwa $6,5 \text{ cm}$) und fest-
gelegter Kornzusammensetzung (LP-Beton mit 4% weniger Sand)
um mindestens $2,5\%$ zunehmen. Die Druckfestigkeit und die Biege-
zugfestigkeit darf auf höchstens 85% zurückgehen. Der Beständig-
keitsfaktor (errechnet aus dem dynamischen E-Modul, siehe unten)
muß nach der Beanspruchung durch die Frost-Tau-Wechsel minde-
stens 80% desjenigen eines Betons erreichen, der zum Vergleich mit
einem der 4 bisher anerkannten LP-Zusatzmittel (Vinsol resin,
Darex, N-Tair oder Airalon) hergestellt wurde. Falls keines dieser
LP-Zusatzmittel vorgeschrieben wird, ist eine Lösung aus neutrali-
siertem Vinsol resin als LP-Zusatzmittel zu verwenden (Neutrali-
sierung mit 15% Natriumhydroxyd).

Derartige LP-Zemente werden in Deutschland nicht hergestellt,
sie werden unseres Wissens auch in Amerika verhältnismäßig wenig
angewendet, weil ein bestimmter, im Beton anzustrebender Luft-
gehalt, z. B. $4,5\%$, damit nicht ohne weiteres gewährleistet ist. Denn
mit einem LP-Zement im Beton entstehende Luftgehalt ist weit-
gehend von dem von Fall zu Fall verschiedenen Zementgehalt ab-
hängig sowie von anderen, ebenfalls wechselnden Einflüssen (Steife,
Kornzusammensetzung, Temperatur des Betons usw.). Bei zu groß
entstandenem Luftgehalt kann eine Anpassung an den gewünschten
Luftgehalt dann nur am Mischer durch Zugabe reinen Zements an
Stelle eines Teils des LP-Zements oder bei zu niederem Luftgehalt
durch Zugabe eines LP-Zusatzmittels vorgenommen werden. Man
wird einen LP-Zement zweckmäßig nur bei großen Bauvorhaben
anwenden, bei denen die Menge des LP-Zusatzmittels im Zement
auf die immer gleichbleibende Betonzusammensetzung eingestellt
wird (z. B. auf den Beton zu einer Betonstraße, einer Staumauer u. ä.).
Bei der üblichen Zugabe des LP-Zusatzmittels am Mischer ist es
dagegen ohne weiteres möglich, die für den gewünschten Luftgehalt
erforderliche Zusatzmenge auf jede beliebige Betonzusammen-
setzung abzustimmen und, falls nötig, zu ändern.

Die Zusatzmittel für die Zugabe am Mischer — mit denen sich
unsere Richtlinien nur befassen — werden in Amerika mit Beton
bei einem Zementgehalt von $308 \pm 2,8 \text{ kg/m}^3$ und einem Setzmaß
von rund $6,5 \text{ cm}$ geprüft¹⁶⁾. Die Kornzusammensetzung ist insoweit
festgelegt, als ein bestimmter Sandgehalt empfohlen wird; der Sand-
gehalt wird dabei für den Beton mit LP-Zusatzmittel um 4% kleiner
gehalten. Auch hier wird wieder Beton mit und ohne Zusatz-
mittel und zum Vergleich der Wirkung von Frostwechseln auch noch
solcher mit einem der 4 anerkannten LP-Zusatzmittel bzw. neutrali-
siertem Vinsol resin (siehe oben) hergestellt. Die LP-Zusatzmittel
werden in solcher Menge zugesetzt, daß im Beton ein Luftgehalt
von $4,5 \pm 0,5\%$ entsteht. Es wird also, wie dies praktisch nicht
anders möglich ist, die Zusatzmenge nicht starr vorgeschrieben, son-
dern sie wird auf die Erlangung eines zweckentsprechenden Luft-
gehalts eingestellt. Als Zement wird ein Gemisch aus 3 Zementen
gleicher Güteklasse verwendet. Falls der Luftgehalt der Vergleichs-
mischung mit reinem Zement $1,5\%$ übersteigt, ist ein Gemisch aus
3 anderen Zementen zu verwenden.

¹⁰⁾ Näheres siehe Walz, K., und Weil, G., Feststellungen über den Einfluß luftporen-
bildender Zusatzmittel auf die Festigkeit und den dynamischen Elastizitätsmodul von
Beton bei Frostwechseln. Bauingenieur 30 (1955), H. 1; ferner ASTM-Prüfverfahren
215—52 T: Tentative method of test for fundamental transverse and torsional frequen-
cies of concrete specimens. 1952. Book of ASTM-Standards Part 3, 1952, S. 1072.

¹¹⁾ Siehe z. B. Walz, K., Über Feststellungen mit Auftragsalzen und den Schutz der
Betonfahrbahndecken. Zement-Kalk-Gips 6 (1953), H. 1, S. 8ff.

¹²⁾ Siehe auch Jackson, F. H., and A. G. Timms: Evaluation of air-entraining ad-
mixtures for concrete. Public Roads 27 (1954), H. 12, S. 259ff.

¹³⁾ ASTM C 175—51 T: Tentative specifications for air-entraining portland cement.
Book of ASTM Standards, 1952, S. 6.

¹⁴⁾ ASTM C 205—53 T: Tentative specifications for portland blast-furnace slag cement.
Book of ASTM Standards, Supplement 1953, S. 5.

¹⁵⁾ ASTM C 226—52 T: Tentative specifications for air-entraining additions for use
in the manufacture of air-entraining portland cement. Book of ASTM Standards, 1952, S. 26.

¹⁶⁾ ASTM C 185—53 T: Tentative method of test for air content of hydraulic cement
mortar. Book of ASTM Standards, Supplement 1953, S. 17.

¹⁷⁾ ASTM C 260—52 T: Tentative specifications for air-entraining admixtures for
concrete. Book of ASTM Standards, 1952, S. 1011.

¹⁸⁾ ASTM C 233—52 T: Tentative method of testing air-entraining admixtures for
concrete. Book of ASTM Standards, 1952, S. 1024.

Der Beton wird untersucht auf: Setzmaß, Luftgehalt (durch Raumberechnung oder durch das Druckverfahren), Wasserabsondern, Druckfestigkeit (Zylinder) und Biegezugfestigkeit (3 Tage, 7 und 28 Tage, 6 und 12 Monate), auf Beständigkeit bei Frost- und Tauwechseln; ferner wird der Gleitwiderstand senkrecht und waagrecht eingebetteter Bewehrungsstäbe bestimmt, sowie die Verkürzung beim Austrocknen. Alle diese Feststellungen werden nach üblichen Normenprüfverfahren vorgenommen. In den „Richtlinien“ wird demgegenüber vorwiegend nur das Verhalten des Betons unter Frosteinwirkung und die Druckfestigkeit an Würfeln mit 20 cm Kantenlänge im Alter von 28 Tagen beurteilt. Nach den amerikanischen Vorschriften müssen vom Beton mit dem LP-Zusatzmittel im Vergleich zum Beton ohne Zusatzmittel folgende Bedingungen erfüllt werden¹⁷⁾: Die Wasserabsonderung darf 65% nicht überschreiten; die Druckfestigkeit und die Biegezugfestigkeit sowie der Gleitwiderstand müssen bei allen Altersstufen mindestens 85% erreichen. Die Schwindverkürzung darf nach 28 Tagen, 6 Monaten und nach 1 Jahr um nicht mehr als 0,01% (absolut) größer werden. Ferner wird gefordert, daß der Beständigkeitsfaktor BF des Betons mit dem zu untersuchenden Zusatzmittel nach dem Frostversuch mindestens 80% des Beständigkeitsfaktors BF_1 des Betons mit dem anerkannten Vergleichszusatzmittel erreicht (relativer Beständigkeitsfaktor RBF).

Der Beständigkeitsfaktor (BF) bzw. der relative Beständigkeitsfaktor (RBF) errechnen sich wie folgt:

$$BF \text{ (oder } BF_1) = \frac{PN}{200} \% ; RBF = \frac{BF}{BF_1} \cdot 100$$

dabei sind

P der relative dynamische E-Modul in % des dynamischen E-Moduls bei Versuchsbeginn ohne Frosteinwirkung (die Werte von P sind 70 % oder größer),

N die Anzahl der Frostwechsel, bei denen P auf 70% abgesunken ist (N wird 200, wenn P vor Abschluß des Versuchs mit 200 Wechseln nicht oder höchstens auf 70% abgesunken ist).

Die Frostbeanspruchung nach der amerikanischen Vorschrift erscheint noch etwas schärfer als die in den „Richtlinien“ gewählte.

Von den 4 in den amerikanischen Normen sehr eingehend festgelegten Frostprüfverfahren¹⁸⁾²⁰⁾²¹⁾²²⁾ ist jenes benutzt, bei dem ein Frost-Tau-Wechsel innerhalb von 2 bis 4 Stunden durch Gefrieren bei -18° und Auftauen bei etwa 5° abläuft¹⁹⁾. Die Prismen werden schon im Alter von 14 Tagen beginnend den Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt. Dabei befindet sich jedes Prisma in einem nach jeder Seite um etwa 3 mm größeren, mit Wasser gefüllten dünnwandigen Behälter, in dem es während der Frost-Tau-Wechsel dauernd verbleibt. Die Gefriereschwindigkeit der Prismen ist durch sehr eng gehaltene Forderungen über den Temperaturverlauf in der Mitte der Prismen geregelt.

Man erkennt also, daß im ganzen die amerikanischen Vorschriften für LP-Zusatzmittel durchweg sehr weitgehende Prüfungen vorsehen. Trotzdem kann nach den bisherigen Erfahrungen und beim Vergleich mit den vielen amerikanischen Untersuchungen festgestellt werden, daß die etwas einfachere Prüfung nach den „Richtlinien“ gestattet, die wesentlichen Eigenschaften des Betons, die von einem LP-Zusatzmittel beeinflußt werden, ausreichend zu erfassen und die Wirkung des Zusatzmittels zu beurteilen.

2.23 Betondichtungsmittel.

Bei der Prüfung mit Beton wird in den „Richtlinien“ ein Abfall der Druckfestigkeit im Mittel von höchstens 20% zugelassen. Wäh-

rend in der Fassung der Richtlinien von 1952 auch eine Prüfung auf Wasserdurchlässigkeit vorgesehen war, wird jetzt nur noch die Wasseraufsaugen untersucht; denn Beton, der Druckwasser ausgesetzt wird, soll schon so zusammengesetzt werden, daß er an sich praktisch undurchlässig entsteht. Die Verwendung eines Dichtungsmittels hat daher in erster Linie dort Bedeutung, wo darüber hinaus die kapillare Wasseraufnahme des Betons noch weitergehend vermindert werden soll. Die Wasseraufnahme muß bei der Prüfung im Mittel um mindestens 20% und bei jeder der Mischungen um mindestens 15% kleiner ausfallen als beim Beton ohne Dichtungsmittel.

3. Überwachung.

Die Zulassung eines bei der Prüfung nach den „Richtlinien“ für ausreichend befundenen Zusatzmittels besteht nur unter der Voraussetzung, daß das zu liefernde Zusatzmittel mit dem geprüften weiterhin übereinstimmt. Jede Änderung muß zeitig angezeigt werden und bedingt eine neue Zulassung. Es hatte sich dabei die Frage ergeben, ob für die Überwachung der Gleichmäßigkeit der Erzeugnisse eine chemische Analyse angezeigt ist und deshalb das Herstellerwerk die chemische Zusammensetzung, für die es sich verbürgt, hinterlegen soll. Da es sich bei den Zusatzmitteln meist um nicht einfach und eindeutig zu analysierende Stoffgemische handelt und außerdem nicht bekannt ist, ob auch bei Analysegleichheit verschiedener Lieferungen die gleiche Wirkung im Beton zu erwarten ist, wird zunächst auf die Festlegung der Analysen zur Überwachung verzichtet und nur eine Belegprobe aufbewahrt. Durch eine Prüfung, die spätestens in jedem 2. Jahr stattfindet, wird jedoch festgestellt, ob eine dann aus dem Handel bezogene Probe des Zusatzmittels die gleiche Wirkung wie das Zusatzmittel bei der Zulassungsprüfung ergibt. Auch den in Amerika schon sehr eingehend durchgeführten Untersuchungen über die chemische Zusammensetzung und die Wirkung luftporenbildender Zusatzmittel²³⁾ kann entnommen werden, daß für die Bewertung eines Zusatzmittels letzten Endes die Prüfung mit Beton ausschlaggebend ist.

Die Überwachungsprüfungen nach den „Richtlinien“ sind verhältnismäßig einfach gehalten. Sie sind eine Wiederholung von Feststellungen der Zulassungsprüfung über die Raumbeständigkeit und das Erstarren des mit dem Zusatzmittel versetzten Zementbreies sowie über die Frischbetoneigenschaften und über die Druckfestigkeit unter Verwendung der Mischung mit 240 kg Portlandzementgemisch je m^3 . Bei den luftporenbildenden Zusatzmitteln ist auf eine Nachprüfung der Erhöhung der Frostbeständigkeit verzichtet, weil nach vielen Feststellungen angenommen werden kann, daß diese gewährleistet ist, sofern der festgelegte Luftgehalt erreicht wird.

Zusammenfassung.

Für die wichtigsten Betonzusatzmittel sind Prüfverfahren so weiterentwickelt, daß eine Beurteilung der wesentlichsten Eigenschaften möglich ist. Der Käufer von geprüften und amtlich zugelassenen Zusatzmitteln erhält damit die Gewähr, daß er die hiernach vom Hersteller angegebene Wirkung im allgemeinen voraussetzen kann. Der verantwortungsbewußte Hersteller erhält andererseits mit den Richtlinien einen Wertmesser, wonach brauchbare Zusatzmittel entwickelt und zweckentsprechend angeboten werden können.

Die Einführung der Richtlinien und die Verwendung zugelassener Zusatzmittel entbindet den Benutzer jedoch nicht von der Aufgabe, die im Zulassungsbescheid mit der Anwendung eines Zusatzmittels verbundenen Bedingungen im einzelnen zu beachten. Eine Verbesserung bestimmter Betoneigenschaften ist nur dann zu erwarten, wenn das Zusatzmittel seiner Wirkungsweise entsprechend eingesetzt und seine Anwendung angemessen überwacht wird.

¹⁸⁾ ASTM C 290—52 T: Tentative method of test for resistance of concrete specimens to rapid freezing and thawing in water. Book of ASTM Standards, Part 3, 1952, S. 1060.

¹⁹⁾ ASTM C 291—52 T: Tentative method of test for resistance of concrete specimens to rapid freezing in air and thawing in water. Book of ASTM Standards, Part 3, 1952, S. 1064.

²⁰⁾ ASTM C 292—52 T: Tentative method of test for resistance of concrete specimens to slow freezing and thawing in water or brine. Book of ASTM Standards, Part 3, 1952, S. 1068.

²¹⁾ ASTM C 310—53 T: Tentative method of test for resistance of concrete specimens to slow freezing in air and thawing in water. Book of ASTM Standards, Supplement 1953, S. 259.

²²⁾ Corps of Engineers, U.S. Army: Tests of air-entraining admixtures. Technical Memorandum Nr. 6—327; Waterways Experiment Station; Vicksburg, Mississippi August 1951 (Untersuchung von 15 LP-Zusatzmitteln mit Angabe der wesentlichen Bestandteile). — Eine neuere, umfassende Untersuchung von 27 LP-Zusatzmitteln in wegen der parallel zur technologischen Prüfung ausgeführten chemischen Untersuchung und der Beschreibung der Entstehung der Stoffe besonders interessant; siehe Jackson, F. E. and Timms, A. G., Evaluation of Air-Entraining Admixtures for Concrete. Publ. Roads 2 (1954), No. 12, S. 259 — Halstead, W. J., and Chaiken, B., Chemical Analysis and Sources of Air-Entraining Admixtures for Concrete. Publ. Roads 27 (1954), No. 12, S. 268 (siehe hierüber Walz, K., Eigenschaften amerikanischer luftporenbildender Betonzusatzmittel Beton-Zement-Markt 4 (1954), H. 11/12, S. 157ff.).

Bau einer vorgespannten Fußgängerbrücke aus Fertigteilen.

Von Dipl.-Ing. Herbert Penner, Osnabrück.

Allgemeines.

Viele Jahre führte eine Stahl-Fachwerk-Fußgängerbrücke mit einfachem Bohlenbelag über den unteren Personenbahnhof Osnabrücks und verband als Gehweg zwei Stadtteile. Sie bot für viele den kürzesten Weg zum Bahnhof (Bild 1). An der einen Seite



Bild 1. Alte Brücke.

führte eine massive Treppe für Fußgänger und eine Rampe für die Stadtfahrer zur Brücke hinauf, während das Bauwerk an dem anderen höher gelegenen Ortsteil direkt zugänglich war. Diese Brücke wurde durch Kriegseinwirkung zerstört.

Die vom Stadtbauamt Osnabrück ausgeschriebene neue Brücke sah, wie die alte, auf jedem Bahnsteig eine Stütze vor, so daß sich als größte Stützweite 25,45 m ergaben. Es bestand ferner der

Treppe und Rampe von der Eisenbahnstraße sollten als Stahlbetonkonstruktion der Form der Brücke angepaßt werden.

Um die wirtschaftlichste Lösung bei den genannten Forderungen zu finden, hatte das Stadtbauamt in der Ausschreibung jedem Bieter die Art der Konstruktion und des Bauvorganges freigestellt. Der nachstehend beschriebene Entwurf der Firma Bauunternehmen Hein G. m. b. H., Osnabrück, fand in jeder Beziehung die Zustimmung des Auftraggebers und der Bundesbahn.

Statisches System und Herstellungsvorgang.

Bei einer Herstellung der gesamten Brücke an Ort und Stelle hätte das Lehrgerüst allein schon sehr hohe Materialkosten erfordert. Hinzugekommen wären die dauernde Unterbrechung der Arbeit bei dem starken Zugverkehr innerhalb des Bahnhofes und die Kosten für die Sicherheitsvorkehrungen des Bahnbetriebes. Deshalb wurden die Fundamente und Stützen an Ort hergestellt, während die einzelnen Überbauteile an einem geeigneten Platz neben den Gleisen, mehrere hundert Meter von der Einbaustelle entfernt, entstanden, dort vorgespannt und die Spannkanäle ausgepreßt wurden.

Statisch ist die Brücke eine Aneinanderreihung von fünf Balken auf zwei Stützen (Bild 2). Auf den vier Mittelstützen sind die Brückenteile jeweils durch Linienkipplager unverschieblich gestützt, dagegen sind sie an den beiden Enden auf Rollen gelagert. Bei Längenänderungen aus Kriechen, Schwinden und Temperaturschwankungen müssen die Stützenköpfe die waagerechte Bewegung des Überbaues mitmachen. Die Stützen sind entsprechend schlank gehalten und in die Fundamente eingespannt.

Die gesamte Brückenlänge beträgt rund 101 m, die Länge des am weitesten gespannten Überbaues 25,45 m, dessen Stützweite 25,25 m. Da die Konstruktionshöhe mit 0,71 m gegeben war, ergab sich die beachtliche Schlankheit von 1:36,5. Als Vergleich sei an dieser Stelle auf Herberg¹⁾ verwiesen.

Die Vorspannkraft wurde nach dem Leoba-Spannverfahren einge-

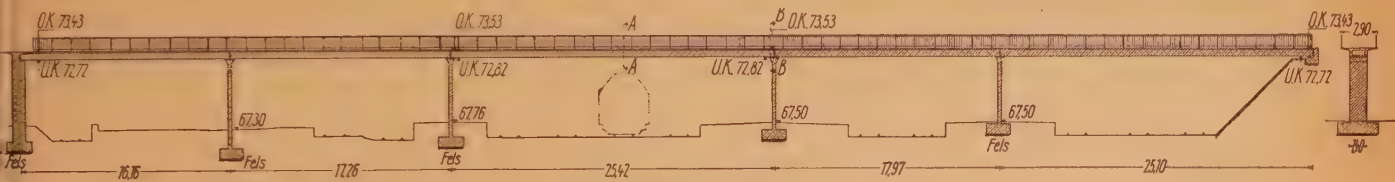


Bild 2. Längsschnitt.

Wunsch, aus architektonischen Gründen die Konstruktion unter dem Fußweg zu lassen und beidseitig ein Stahlgeländer anzuordnen. Die Bundesbahn forderte ein Lichtraumprofil, das den Lokführern die nötige Sicht für die Signale jenseits der Brücke bot. Die Rampe der Humboldtstraße auf dem Klushügel im Ortsteil Schinkel war ebenfalls gegeben. Zwischen Ober- und Unterkante der

leitet. Als Spannstahl war kaltgezogener und gealterter Stahl St 160 gewählt worden. Das Gewicht des schwersten Überbaues betrug 51 t.

Maßgebend für die Betonabmessungen war der mittlere Überbau (Bild 3 und 4). Als Querschnitt wurde ein Hohlkasten mit Kragarmen gewählt. Die untere Platte war für die Unterbringung eines Teiles der erforderlichen Spannglieder (Bild 5) notwendig und sollte außerdem verhindern, daß der Rauch der Lokomotiven sich

Schnitt B-B
am Auflager

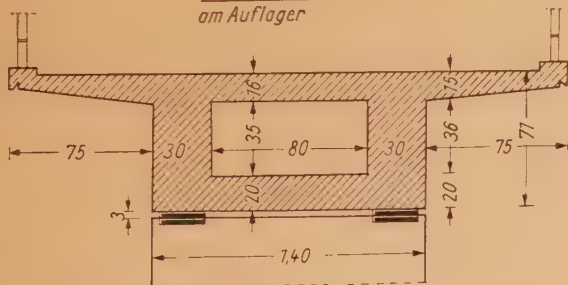


Bild 3. Querschnitt am Auflager des größten Überbaues

Schnitt A-A
in der Mitte

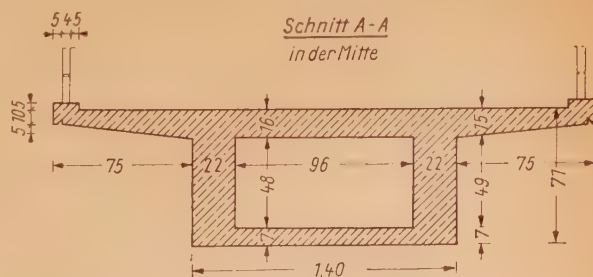


Bild 4. Querschnitt in Mitte des größten Überbaues.

Konstruktion verblieben demnach noch 0,71 m. Die genannten Forderungen zu erfüllen, war am wirtschaftlichsten in Spannbeton. Möglich. Für die Dauer der Ausführung verlangte die Bundesbahn volle Aufrechterhaltung des Fahrbetriebes und Freihaltung des genormten Lichtraumprofils durch ein etwa angeordnetes Lehrgerüst. Einzelne Gleise konnten stundenweise gesperrt werden.

zwischen den beiden Tragrippen verfangen konnte. Es wurde beschränkte Vorspannung gefordert und eine Betongüte B 300 notwendig. Bemerkenswert war der Arbeitsgang bei der Herstellung der Überbauten. Während noch die untere Platte betoniert wurde,

¹⁾ Der Fortschritt im Bau massiver Brücken durch Spannbeton, B. u. St. 48 (1953), Heft 11, S. 260.

wurde sofort der Kern eingeschalt und die obere Plattenbewehrung verlegt, so daß die Pause zwischen den beiden Betoniervorgängen nur etwa drei Stunden betrug. Die innere Schalung war so angeordnet, daß sie nach ausreichendem Erhärten des Betons wieder von beiden Enden aus entfernt werden konnte.

Die Durchbiegung des mittleren Teiles nach oben aus dem Lastfall „Eigengewicht + Vorspannung“ betrug 5,8 cm. Das entspricht einem E-Modul von 232 000 kg/cm² im Zeitpunkt des Vorspannens, 16 Tage nach dem Betonieren.

Montage.

Für das Versetzen der einzelnen Brückenteile (Bild 6 und 7) stellte die Bundesbahn in dankenswerter Weise einen 75-t-Kran zur Verfügung. Da die vorgespannten Fertigteile möglichst weit an den Enden gefaßt, die Seile am Haken des Kranes aber wegen der gro-

forderliche Maßgenauigkeit erreicht werden konnte, denn es mußten ja die 20 mm dicken Dollen (Bild 6) der oberen Platte in die 24 mm weiten Bohrungen der unteren Platte fassen. Hinzu kam die Verkürzung der überdrückten Zugzone, die u. a. von dem nicht immer gleichmäßigen Elastizitätsmodul des Betons abhängt. Wenn also schon die obere Stahlplatte fest im Brückenüberbau saß, mußte die untere beweglich bleiben. In dem Beton des sehr engmaschig kubisch bewehrten Pfeilerkopfes wurden unmittelbar nach dem Abbinden zwei Vertiefungen für die 35 cm lg. Anker $\varnothing$ 20 mm geschaffen, und zwar so, daß an den Außenseiten mindestens eine Schale von 5 cm stehenblieb (Bild 8). Dort hinein wurden die Anker mit den Platten gebettet. Ein Aussparen mit Schalung war wegen der Bewehrung nicht möglich und hätte beim Ausschalieren durch das Klopfen womöglich eine Zerstörung des dünnwandigen Betongefüges zur Folge gehabt. Der Kran setzte die Überbauten



Bild 5. Anordnung der Leoba-Spannglieder.

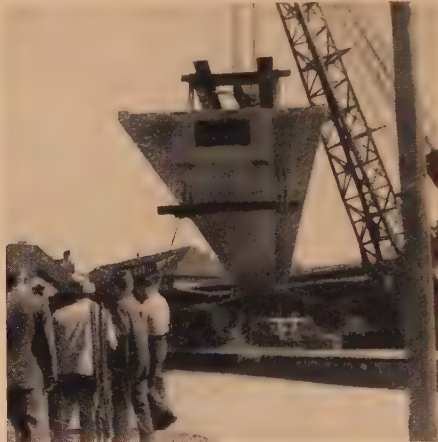


Bild 6. Versetzen der Überbauten.



Bild 7. Versetzen der Überbauten.

Ben erforderlichen Hubhöhe sehr kurz gehalten werden mußten, war das Zwischenschalten eines Hilfsträgers erforderlich. Er bestand aus zwei Vollwandbindern, deren Druckgurte gegen seitliches Ausknicken durch einen Diagonalverband gesichert waren. An den Enden des Hilfsträgers war das Brückenteil an je vier schmalen, geschlossenen Bügeln $\varnothing$ 22 mm aus St II aufgehängt, deren Enden jeweils durch Längsnähte mit dem senkrechten Stück des Bügels verschweißt und durch Seilklemmen zusätzlich am Auseinanderziehen gehindert wurden. Für die Durchführung der Hängebügel durch auskragende Teile der Gehwegplatte genügten schmale Schlitzte, so daß die Querschnittsfläche der Platte nur unmerklich geschwächt wurde. Ein starker Bolzen, der unter der Konstruktion

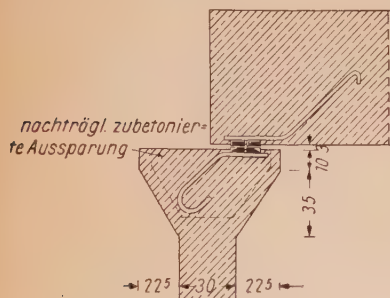


Bild 8. Linienkiplager mit Verankerungen.

vorher ein genauer Plan festgelegt worden, da die jeweiligen Zugpausen nicht überschritten werden durften. Dabei waren die Stellung des Kranes und des Waggons mit dem Überbau und die Ausladung des Kranauslegers zeichnerisch genau bestimmt worden, um die Bewegungen des Kranes auf ein Mindestmaß zu beschränken. Am ersten Tag hatte der Kran alle fünf Überbauten am Herstellungsort auf Bahnwagen gehoben, wobei die beiden langen Teile je zwei gekoppelte Wagen benötigten. An den nächsten vier Tagen und in einer Nacht wurden die Fertigteile an Ort und Stelle versetzt.

Das Aufsetzen und Befestigen auf den Pfeilerköpfen war schwierig. Seitliche Aussparungen für die Verankerung der unteren Platte des Linienkiplagers hätten sich später deutlich abgezeichnet. Ein sofortiges Einbetonieren war unmöglich, da niemals die er-

zunächst auf ein 5 cm höheres Bockgerüst ab, um ein loses Anschrauben der unteren Platte an den Dollen der oberen zu ermöglichen. Später senkte man die Bockgerüste mit Winden ab und stellte die genaue Höhen- und Seitenlage her. Durch je eine 5 cm hohe und 10 cm breite Aussparung, die an der Breitseite des Pfeilers angeordnet und durch die Dicke der Lager um 3 cm Höhe vergrößert war, wurde Mörtel eingepreßt und die Lagerplatten besonders unterstopft. Nach genügendem Erhärten des Vergüßmörtels wurden die Bockgerüste zu beiden Seiten gänzlich abgesenkt, und zwar gleichzeitig, um eine ausmittige Belastung des Pfeilers zu verhindern.



Bild 9. Die neue Brücke mit Treppe und Rampe.

Die Fugen an den Stoßstellen der einzelnen Überbauten wurden mit keilförmigen Gummistreifen gedichtet. Eine starre Verbindung wurde vermieden, um die Drehung der Linienkiplager aus Änderung der Durchbiegung nicht zu behindern. An den Endüberhängen sind jeweils L-Eisen als Kantenschutz und darunter die übliche Kupferblechdichtung eingebaut. Das war möglich, da die anstoßenden Widerlagerteile später betoniert wurden.

Somit war die Brücke nach der Montage bis auf das Geländer und die Fugendichtung fertig, nur die Fahrradrampe und Fußgänger-
treppe (Bild 9) sind an Ort betoniert worden. Die Besonderheit dieses Brückenbaues lag in der Montage des Überbaues als Gesamtquerschnitt.

An dieser Stelle sei Herrn Dr.-Ing. Leonhardt, Stuttgart, für viele Anregungen und Hinweise besonders gedankt. Dank gesagt sei ferner Herrn Baurat Dahrenmüller für das entgegengebrachte Vertrauen, so daß die Ausführung in dieser Form ermöglicht wurde.

Ergebnisse der Durchbiegungsmessungen an der Spannbeton-Rheinbrücke in Worms.

Von Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Ulrich Finsterwalder, München.

Da Gerüchte über große Durchbiegungen an der neuen Rheinbrücke in Worms¹⁾ im Umlauf sind, wird ein Bericht über die vom Vermessungsamt der Stadt Worms festgestellten tatsächlichen Durchbiegungen an diesem weitgespannten Spannbetonbauwerk besonderes Interesse finden.

Bekanntlich erhalten Spannbetonbauwerke nach ihrer Fertigstellung durch das Schwinden und Kriechen des Betons zusätzliche Durchbiegungen, die im Lauf der Zeit abklingen. Diese Durchbiegungen und auch die zugehörigen Spannungen werden in der statischen Berechnung mit Annahmen ermittelt, die in der DIN 4227

Klima jeweils zwischen März und Juli ein, während in der übrigen Zeit des Jahres kaum eine Zunahme der Durchbiegungen beobachtet wird. Nach den bisherigen Erfahrungen kann man von der Vorstellung ausgehen, daß etwa die Hälfte der Durchbiegungen aus Schwinden und Kriechen im 1. Sommer und in jedem weiteren Sommer die Hälfte des vorher erreichten Wertes eintritt, so daß als Summe der Durchbiegungen sämtlicher Jahre die ganze errechnete Durchbiegung erscheint ($1/2 + 1/4 + 1/8 + \text{usw.} = 1$). Da bis jetzt 2 „Kriechsommer“ abgelaufen sind, könnte mit $3/4$ der errechneten Durchbiegung, nämlich mit 10,4 cm gerechnet

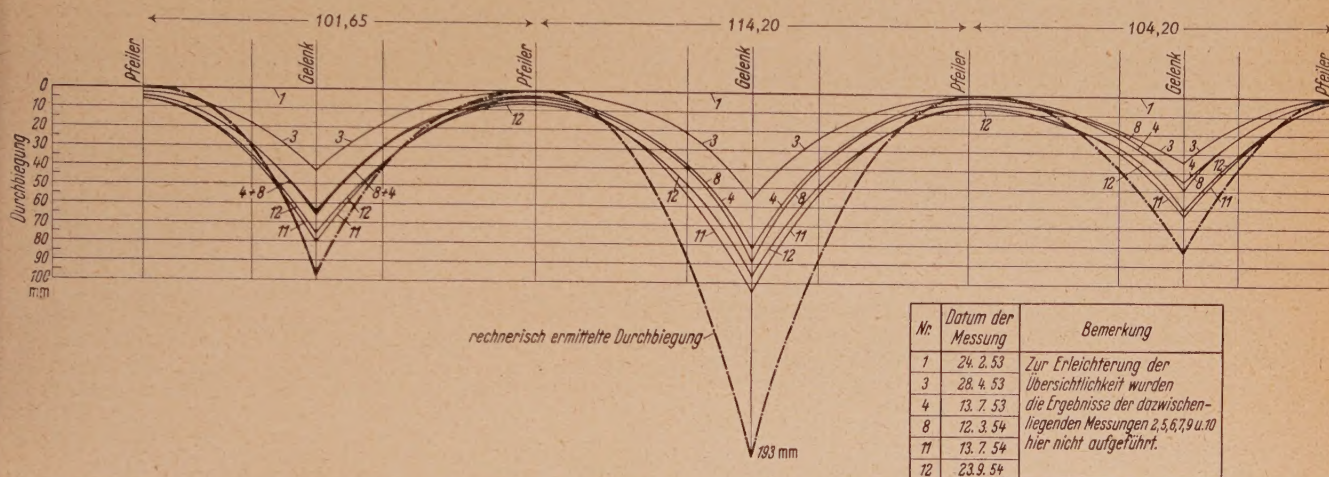


Bild 1. Entwicklung der Durchbiegungen an der Nibelungenbrücke in Worms.

niedergelegt sind. Für die Brücke in Worms wurde mit einer Kriechzahl $K \cdot \varphi = 0,75 \cdot 2,0 = 1,50$ und einem Schwindmaß $k \cdot \epsilon_s = 1,75 \cdot 15 \cdot 10^{-5}$ gerechnet.

In Bild 1 sind die berechneten und die bisher gemessenen Durchbiegungen, bezogen auf den Zustand, der bei Fertigstellung des freien Vorbaus erreicht war, aufgetragen. Die größte Durchbiegung wurde für die Mitte des Mittelfeldes mit 19,3 cm errechnet. Davon entfallen 5,5 cm auf die Wirkung von Zusatzlasten, die nach Fertigstellung des freien Vorbaus zwischen dem 24. 2. und dem 28. 4. 1953 aufgebracht wurden, während 13,8 cm für Schwinden und Kriechen vorgesehen sind. Die Verformung durch Schwinden und Kriechen tritt erfahrungsgemäß erst im Lauf der Zeit, und zwar in unserem

werden. Tatsächlich ist aber, wie aus Bild 1 hervorgeht, bisher nur etwa die Hälfte dieser erwarteten Durchbiegung eingetreten. Hiernach scheinen für den Fall des freien Vorbaus, bei dem die einzelnen Bauabschnitte erst im höheren Alter ihre volle Beanspruchung erreichen und die anfänglichen Kriechverformungen noch während des Baues ausgeglichen werden, für die Berechnung der nach Beendigung des Vorbaues eintretenden Durchbiegungen kleinere Werte als diejenigen der DIN 4227 richtiger zu sein.

Die an der Oberkante der Pfeiler gemessenen Senkungen rühren von der Setzung des Baugrunds und vom Kriechen des Pfeiler-schaftes her.

Die Messungen beweisen, daß die Brücke sich einwandfrei gehalten hat und die genannten Gerüchte jeder Grundlage entbehren.

Vermischtes

Zukünftige Aufgaben und Möglichkeiten des Spannbetons.

(Auszug aus dem Festvortrag „Naissance du béton précontraint et vues d'avenir“ von E. Freyssinet)

Inspecteur Général Honoraire des Ponts et Chaussées, anlässlich des 50. Gründungstages der Chambre Syndicale des Constructeurs en Béton Armé)

In seinem Vortrag, in dem der französische Altmeister des Spannbetonbaues in humorvoller Weise seinen Werdegang und damit auch die Entwicklung des mit seiner Person eng verknüpften Spannbetons bzw. der Anwendung des Vorspannungsprinzips überhaupt schilderte und wobei er eindringlich vor einer Überschätzung der Theorie und ihrer Anwendung auf versuchsmäßig noch nicht oder nur unzureichend erprobte Bereiche warnte, kam er auch auf die noch ungelösten Aufgaben sowie die ungenutzten bzw. seiner Meinung nach noch zu wenig genutzten Möglichkeiten des Spannbetonbaues zu sprechen.

Bei der Anwendung des Prinzips der Vorspannung ist zunächst zu unterscheiden zwischen zwei Grundarten von Bauwerken, den

Tragwerken, die sich — abgesehen von den Auflagerbedingungen — unter der Einwirkung von beliebig gerichteten Lasten, also auch der Vorspannkraft, ungehindert verformen, z. B. verkürzen können einerseits, und den Tragwerken, bei denen solche Verformungen nicht möglich sind andererseits. Hier nannte er Bauwerke, die in ihrer gesamten Ausdehnung mit dem Boden verbunden sind (z. B. Schleusen, Druckstollen usw.). Es ist erstaunlich, daß beim Begriff „Spannbeton“ die Mehrzahl der Fachleute stets nur an Bauten der ersten Grundart denkt, an Träger, Rahmen usw., bei denen die Vorspannung durch stählerne Spannglieder erzeugt wird, während an eine Anwendung der Vorspannung bei Bauten der zweiten Grundart kaum gedacht oder bestenfalls darin eine technische Spielerei gesehen wird.

Bei der Vorspannung durch Spannglieder sind vor allem die Verankerung und die Herstellung des nachträglichen Verbundes noch verbesserungsbedürftig.

Die Eigenschaften eines idealen Spanngliedes sind leicht zu umreißen: Um möglichst biegsam zu sein, soll es aus dünnen Drähten $\varnothing 3$ bis 5 mm bestehen; diese wiederum müssen in möglichst

großen Spannbündeln zusammengefaßt werden, um aus Gründen der Wirtschaftlichkeit die Zahl der Spannglieder auf die statisch und konstruktiv erforderliche Mindestzahl begrenzen zu können. Diese Spannbündel sollen bereits beim Versand in einer widerstandsfähigen wasserdichten, biegsamen und billigen Umhüllung liegen, in der die Spannglieder möglichst reibungslos gleiten können; dabei müssen die Einzeldrähte gleichlaufend bleiben. Zum Transport sollten sich solche Spannglieder auftrummeln (aufhaspeln) und auf der Baustelle ohne besondere Vorsichtsmaßnahmen verlegen und einbetonieren lassen. Die Spannglieder müssen sich ferner einfach und ohne wesentliche Reibungsverluste sowie mit möglichst geringen Überlängen spannen und unverschieblich verankern lassen. Der Werkstoff- und Arbeitsaufwand für die Verankerung soll möglichst gering sein. Endlich muß auch ein fester und dauerhafter sowie korrosionssicherer Verbund zwischen den Spanngliedern und dem sie umgebenden Beton gewährleistet sein.

Gemessen an diesen Spanngliedern der Zukunft sind die heute verwendeten Spannglieder noch mehr oder weniger verbesserungsbedürftig und nur beschränkt wirtschaftlich. Die zusätzlichen Kosten der Verankerung bei den zur Zeit üblichen Verankerungsverfahren betragen für kurze Spannglieder bis zu 150% der reinen Spannstahlkosten und sinken auch bei langen Spanngliedern nur auf 50% der Spannstahlkosten herab. Bei kleineren Bauwerken ist daher eine Ausführung in Spannbeton noch häufig teurer als in normalem Stahlbeton.

Allerdings wird wegen sachlicher Unkenntnis und mangelnder Verantwortungsfreudigkeit der an Ausschreibungen Beteiligten die Wirtschaftlichkeit von Spannbetonentwürfen häufig völlig falsch eingeschätzt! Es ist verständlich, daß sich der Statiker gegen unvorhergesehene Fehler durch eine 10% Vergrößerung der Querschnittsabmessungen schützt. Wenn jedoch bei der Massenermittlung weitere 15% und bei der Preiskalkulation nochmals 20% aufgeschlagen werden und schließlich die Geschäftsleitung nach dem Leitsatz „sicher ist sicher“ auch noch 30% aufschlägt, so kommt es zu einer rd. 100%igen Verteuerung des ursprünglichen Entwurfes, der dadurch statt um rd. 40% billiger als ein normaler Stahlbetonbau zu sein, infolge der geschilderten unnötigen Aufschläge sogar um 20% teurer wird!

Die zur Zeit übliche Vorspannung des Betons mittels Spanngliedern hat das Denken der Fachwelt so gebannt, daß die Möglichkeiten einer Anwendung des Stahles auf Druck bei vorgespannten Bauwerken bisher anscheinend völlig außer Acht gelassen wurden.

Am Beispiel eines vorgespannten Druckstollens mit kreisringförmigem Querschnitt zeigte Freyssinet, daß beim Auftreten von Betonzugspannungen aus dem Wasserdruck in einer Größenordnung von etwa 200 kg/cm² zu ihrer Überdrückung (bei einer 1,5fachen Rißsicherheit) Betondruckspannungen von 300 kg/cm², durch Vorspannung in der Stollenwand erzeugt werden müssen. Dabei werden Wanddicken in der Größe des lichten Stollendurchmessers erforderlich, was sowohl im Hinblick auf den großen Ausbruchsquerschnitt des Stollens als auch auf die mit dem äußeren Umfang der Stollenwand zunehmende erforderliche Vorspannkraft völlig unwirtschaftlich ist.

Statt aus Beton kann jedoch die Stollenwand bei einem günstigen Preis des Gußeisens auch aus gußeisernen Ringen, deren zuverlässige Abdichtung mit den heutigen Mitteln leicht möglich ist, zusammengebaut und das so entstandene gußeiserne Rohr ebenfalls unter Vorspannung gesetzt, d. h. vorgedrückt werden. Dabei kommt man auf Wanddicken von etwa 1/10 des lichten Stollendurchmessers und auf eine Pressung von etwa 10 000 t/lfm zur Erzeugung der Vorspannung.

Aber auch wenn wegen zu hoher Gußeisenpreise die beschriebene Lösung unwirtschaftlich wird, läßt sich durch die Anwendung eines Verbundkreisringquerschnittes, bei dem die Außenschicht aus Gußeisen und die Innenschicht aus Beton besteht, die Wanddicke in wirtschaftlich tragbaren Grenzen halten. Da in diesem Falle der Beton durch den vorgedrückten gußeisernen Mantel umschürt wird, kann er unbedenklich erheblich höher beansprucht werden, als die eingangs beschriebene unbewehrte Stollenwandung aus Beton.

In anderen Fällen sind nicht die Bauwerksabmessungen, sondern das hohe Eigengewicht der Bauteile hinderlich, wie z. B. etwa bei Fahrbahntafeln. Solche Fahrbahntafeln können aus nebeneinander liegenden Formstäben aus hochwertigem Hartstahl, gebildet werden, deren Fugen mit Beton oder festen Zementstoffen ausgefüllt und mit Spanngliedern vorgespannt werden. Eine solche Fahrbahntafel kann auch als Obergurt eines Stahlträgers verwendet werden, wobei die Verbindung zwischen Steg und Fahrbahnplatte zweckmäßig durch eine Quervorspannung hergestellt werden kann. Damit wäre ein weiteres Anwendungsgebiet für die hochfesten Hartstähle gegeben, deren Verwendung im Bauwesen bisher wegen ihrer schweren Bearbeitbarkeit nicht möglich war.

Die geschilderten Lösungen sind allerdings nur bei größeren

Brücken wirtschaftlich, bei denen das Eigengewicht überwiegt. Bei kleinen Brücken wird die Wirtschaftlichkeit durch die größeren Durchbiegungen wieder wettgemacht.

Nun zu der Anwendung der Vorspannung auf Bauwerke der zweiten Grundart, d. h. auf Bauwerke, bei denen Dehnungen oder Verkürzungen durch die Reibung in der Grundfläche in einer oder beiden waagerechten Richtungen verhindert werden.

Da sich die Abmessungen solcher Bauwerke nicht ändern können, müssen sich die Spannungen in ihrem Querschnitt ändern. Dabei spielte der Elastizitätsmodul des Betons, der nicht nur von der Beschaffenheit des Betons, sondern auch von seinen Abmessungen abhängt, eine wichtige Rolle. Dies wird klar am Beispiel eines unter der Erde liegenden Betonrohres, bei dem der Beton zwar je nach den auf ihn einwirkenden Einflüssen bestrebt ist, sich zu verkürzen oder zu verlängern. Da er jedoch an seinen Dehnungen behindert ist, treten in ihm lediglich Zug- bzw. Druckspannungen auf, ganz gleich, ob er mit Spanngliedern durchsetzt ist oder nicht. Dagegen gewinnen die Verformbarkeit und insbesondere das Kriechen des Betons, die bei den in ihrer Verformung nicht behinderten Bauwerken der ersten Grundart durch die Verwendung von Spanngliedern mit großem Federungsweg nebensächlich geworden sind, bei den unverschieblich gelagerten Bauwerken der zweiten Grundart erneut an Bedeutung.

Da die Anwendung von Spanngliedern bei solchen Bauwerken unwirksam ist, müssen Pressen verwendet werden. Dazu eignen sich die von Freyssinet bereits 1935 entworfenen Flachpressen. Sie bestehen aus zwei 2 bis 2,5 mm dicken übereinanderliegenden Blechtafeln, die an ihrem Umfang durch eine Blechwulst miteinander verbunden sind, und deren Zwischenraum dadurch abgeschlossen ist.

Mit diesen Pressen können Spannwege von 4 cm bei einem Druck von 300 kg/cm² bzw. Spannwege von 8 cm bei einem Druck von 150 kg/cm² erzielt werden. Solche Pressen haben sich bereits in über 3000 Fällen gut bewährt, vorausgesetzt, daß man ihnen nicht zu häufige Entlastungen und Wiederbelastungen zumutet.

Die Vorspannkraft, die mit solchen Pressen erzeugt werden können, sind sehr groß, gemessen an den üblichen Spanngliedern. So kann bereits mit einer Pressenfläche von 1,0 x 1,0 m eine Druckkraft von etwa 3000 t erzeugt werden, wobei der Preis der Presse unvergleichlich niedriger ist als jener der entsprechenden Anzahl von Spanngliedern. Der einzige Nachteil dieser Presse besteht in ihrer Empfindlichkeit gegen Volumenänderungen, die durch das Schwinden und Kriechen des Betons und etwaige Bodensetzung eintreten können.

Dagegen gibt es jedoch zwei wirksame und wirtschaftliche Mittel:

1. Erzeugung einer so hohen Überspannung, daß auch nach Abzug der Spannungsabfälle aus Schwinden, Kriechen und Setzungen eine hinreichende Vorspannung verbleibt.
2. Nachträgliches weiteres Auspressen, das jederzeit möglich ist, auch wenn die ursprüngliche Ausfüllung der Presse (Mörtel oder Bakelit) bereits erhärtet ist — ein Vorzug, der bei Spanngliedern entfällt.

Mit den geschilderten Pressen wird es möglich, auch bei großen Betonmassen sowie in Böden eine Umlagerung der inneren Spannungen durch Vorspannung herbeizuführen. Als Beispiel seien folgende Anwendungsmöglichkeiten erwähnt:

1. Wiederherstellung des durch den Ausbruch eines Stollens gestörten Gleichgewichts des Gebirgdrucks. Dabei wird die Stollenwandung auf ihren ganzen Umfang mit den oben beschriebenen Flachpressen umhüllt, und der Raum zwischen den Pressen und dem Gestein mit einem Mörtelbett ausgefüllt. Nach dem Erhärten des Mörtels werden die Pressen unter einen Druck gesetzt, der dem ursprünglichen Gebirgsdruck gleich ist, und dann ausgegossen.
2. Darüber hinaus können zwecks Erzeugung einer Vorspannung in der Stollenwandung Bodenpressungen eingeleitet werden, die weit über dem natürlichen Gebirgsdruck liegen. Dabei können durch die Querdehnung rechtwinklig zur Druckstollenwandung verlaufende Risse im Boden entstehen, die gleichzeitig mit dem Aufbringen der Vorspannung durch Zementinjektionen unter Druck ausgefüllt werden müssen.

Der geschilderte Überdruck im Boden klingt jedoch sehr rasch in einiger Entfernung von der Druckstollenwandung auf den natürlichen Gebirgsdruck ab.

3. Ein wichtiges Anwendungsgebiet der Flachpressen ist auch die Verbesserung des Baugrundes. So kann z. B. ein unter Druck stehender Boden, der wegen der Querdehnung zur Rissbildung und seitlichem Ausweichen neigt, verbessert werden durch eine quer zu seiner Druckbeanspruchung aufgetragene Vorspannung mittels Flachpressen, die sich gegen hinreichend tragfähigen Boden abstützen. Dies ist bereits beim Bau der großen Talsperre von Beni Badher in Algerien geschehen und auch für den Neubau der noch größeren Talsperre von Djen-Djen vorgesehen. Auch kann durch die Anwendung dieser Pressen eine günstige Ver-

teilung der Bauwerkslasten bei einem Baugrund mit örtlich veränderlicher Tragfähigkeit vorgenommen werden, was ebenfalls bei der Talsperre von Beni Badher geschehen ist. Schließlich können noch an sich wenig tragfähige Böden durch die Anwendung der Flachpressen verdichtet und damit ihre Tragfähigkeit verbessert werden.

Die Möglichkeiten, die sich bei einer folgerichtigen Anwendung der geschilderten Gedankengänge für den Spannbetonbau eröffnen, gehen über den Rahmen des Brückenbaues und Hochbaues weit hinaus und sind gewaltig:

Vorgespannte Straßenfahrbahntafeln und Startbahnen, Schleusen, Seilbahnen, Talsperren u. a. m. können sowohl unter Anwendung des Spannbetons als auch vor allem unter Anwendung von Pressen hergestellt werden.

Eine grundlegende Wandlung dürfte vor allem im Hafenbau durch die Anwendung von vorgespannten schwimmenden Piers eintreten. Dadurch könnten Steilküsten, die bisher für den Hafenbau ungeeignet waren, diesem erschlossen werden und würden sogar wegen der großen Wassertiefe für das Anlegen von Schiffen mit großem Tiefgang besonders geeignet sein. Es bedarf der Phantasie eines Wells, um sich alle weiteren Möglichkeiten des Spannbetonbaues auszumalen, die bis zur Erschließung der Wind- und Sonnenenergie, dem Bau von Rampen für die Raumschiffahrt u. a. m. gehen. Wer selbst eine solche Phantasie ist nicht in der Lage, alle die Umwandlungen unserer Welt zu begreifen und zu beschreiben, die durch den einfachen Entschluß des Ingenieurs möglich werden, nämlich, dem Spannungszustand im unbelasteten Tragwerk statt des natürlichen Wertes Null einen Wert zu geben, der für das spätere Tragverhalten des Tragwerkes am günstigsten ist.

Deutschmann.

DIN-Ehrenring für Professor Dr.-Ing. E. h. Wedler.

Der Deutsche Normenausschuß hat dem Vorsitzenden des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton und stellvertretenden Vorsitzenden des Fachnormenausschusses Bauwesen, Ministerialrat im Bundesministerium für Wohnungsbau, Professor Dr.-Ing. E. h. Bernhard Wedler, Berlin, den DIN-Ehrenring — eine seltene Auszeichnung — verliehen. Sie gilt der außerordentlichen Tatkraft, mit der Prof. Wedler die Baunormung in den Dienst der abwägenden Beurteilung und der Verbreitung neuer Erkenntnisse auf allen Gebieten des Bauwesens gestellt hat. Gelegentlich der feierlichen Überreichung in Gegenwart des Bundesbevollmächtigten für Berlin wurden auch die Verdienste Wedlers um den Berliner Wohnungsbau nach dem Kriege besonders gewürdigt.

B.

Dr.-Ing. E. h. Eugen Schulz 70 Jahre.

Am 26. November 1954 vollendet Herr Dr.-Ing. E. h. Eugen Schulz sein 70. Lebensjahr.

Sein Berufsweg hat ihn in nunmehr 45 Jahren immer wieder vor Aufgaben gestellt, die zu lösen ihm vergönnt war durch sein hohes Wissen als Ingenieur, durch seine Freude an wohlüberlegter Verantwortung, durch seine Zähigkeit im Verfolgen eines erstrebten Zieles und durch seine gediegene menschliche Reife.

Diese vielseitigen Gaben, wohl untereinander in gemeinsamer Tragfähigkeit abgestimmt, sind die Stützen seiner beruflichen Erfolge.

Seit der Beendigung seines Hochschulstudiums in Berlin ist Dr. Schulz bei der Firma Dyckerhoff & Widmann K.G. tätig, davon seit fast 35 Jahren in leitender Stellung und die letzten 20 Jahre als Geschäftsführer.

Als jungen Diplomingenieur sehen wir ihn als Bauleiter bei dem Bau der Querbahnsteighalle des Hauptbahnhofes in Leipzig, später arbeitet er an der Jahrhunderthalle in Breslau.

Nach dem ersten Weltkrieg wurde er bereits im frühen Mannesalter von 35 Jahren zum Technischen Leiter der Niederlassung Dresden berufen, der auch das bedeutende Betonwerk Cossebaude unterstellt war, das besonders durch die Herstellung von Schleuderbetonmasten und Schleuderbetonrohren bis zu den größten Abmessungen weithin bekannt wurde.

An besonders interessanten Bauten aus jener Zeit sei verwiesen auf die Schalenkuppeln der Großmarkthalle in Leipzig, auf das Pumpspeicherwerk Niederwartha u. a. m.

Der Aufschwung dieser Niederlassung zu einem der erfolgreichsten Betriebe der Dywidag war das Werk von Dr. Schulz.

Diese Erfolge fanden auch schnell ihre Anerkennung durch seine Versetzung zur Hauptverwaltung der Firma Dyckerhoff & Widmann nach Berlin, der in Kürze seine Ernennung zum Vorstandsmitglied der damaligen Aktiengesellschaft und einige Jahre später sein Eintritt als persönlich haftender Gesellschafter in die umgewandelte Kommanditgesellschaft folgte.

Die deutsche Bauindustrie und an führender Stelle das damals 75jährige Unternehmen Dyckerhoff & Widmann standen zu jener Zeit auf der Höhe ihres Leistungsvermögens. Der Stahlbeton wurde der Baustoff des modernen Bauschaffens; monumentale Bauten, Fabriken, Hallen, Autobahnen, Rollfelder, militärische Anlagen, werden mit immer neuen konstruktiven Ideen und Verbesserungen aus Stahlbeton erstellt.

Der zweite Weltkrieg und der Zusammenbruch folgten. Aber bereits schon in den letzten Tagen dieses zusammenbrechenden Reiches beginnt Dr. Schulz mit dem Wiederaufbau seines Unternehmens. In München findet die Hauptverwaltung eine neue Heimat.

Wissen, Fleiß, Zähigkeit und die Treue aller Betriebsmitglieder zueinander führen die Firma erstaunlich schnell wieder in die Spitzengruppe der deutschen Bauunternehmungen; neue Bauarten und Konstruktionen und eine unverbrüchliche Qualität der Leistung lassen die Dyckerhoff & Widmann K.G. ihren alten Weltruf, technisch vollendet und wirtschaftlich gefestigt, wiedererringen. Das ist nicht zuletzt das Werk von Dr. Schulz und seiner engsten Mitarbeiter.

Besonders aufgeschlossen gegenüber allen neuen konstruktiven Ideen, gegenüber Bauarten und Bauverfahren, die in seiner Firma erdacht wurden, gegenüber neuartigen technischen Möglichkeiten, hat er immer wieder im Geiste eines echten Unternehmers Wagnisse übernommen, die auf unbekannten Wegen ins Neuland führten.

Nach ihrer Bewährung fanden diese neuen Baumethoden eine weite Anwendung und trugen das Ansehen deutscher Ingenieurbaukunst fern hinaus in das Ausland.

So sind heute die erstmalig von der Dywidag ausgeführten Schalendächer aus Stahlbeton in aller Welt als Bauelement gebräuchlich geworden; der alte Gedanke der Eisenbahnschwellen aus Beton konnte in Deutschland verwirklicht werden, und die Spannbetonbrücke über den Rhein bei Worms wird als eine der glänzendsten Leistungen der Ingenieurkunst der Gegenwart im In- und Ausland gefeiert.

Daß besonders bei der weitgehenden Aufgliederung der einzelnen Betriebsstätten in einer so großen Bauunternehmung jeder einzelne Mitarbeiter im Betrieb mehr als in anderen Industriezweigen am Erfolg und Mißerfolg der Arbeit beteiligt ist, hat Dr. Schulz früh-

zeitig erkannt. So galt seine besondere Sorgfalt der planmäßigen Ausbildung und Schulung hervorragend befähigter Ingenieure, von denen mancher später den Weg als akademischer Lehrer zur Hochschule fand.

Nicht minder förderte er aber die handwerklichen Mitarbeiter, und das von ihm sorgsam erdachte System einer bis ins einzelne gehenden Güteüberwachung aller Bauarbeiten durch besonders geschulte Fachkräfte hat den hohen und stets gleichbleibenden Leistungsstand der Dywidag begründet. Neben dieser Sorgfalt um das technische Wissen seiner Mitarbeiter galt seine Arbeit auch dem steten Bemühen, die sozialen Fragen im Betrieb im Geiste einer echten Gemeinschaft zu lösen, und die vielen und aufrichtigen Glückwünsche, die dem Jubilar sicher aus dem Kreise seiner zahlreichen Betriebsangehörigen entgegengebracht werden, mögen ein Zeichen für den Erfolg auch dieser seiner Arbeit sein.

Der starke Schaffensdrang von Dr. Schulz und seine Bereitschaft, auch den Belangen der ganzen Fachgemeinschaft Arbeit und Zeit zu opfern, führte ihn frühzeitig in ehrenamtlicher Tätigkeit in leitende Stellen der verschiedenen bauwirtschaftlichen Organisationen. Ihm verdankt die Tiefbau-Berufsgenossenschaft, dessen Leiter er seit vielen Jahren ist, ihren Wiederaufbau und ihre neue Organisation.

Seit mehr als 15 Jahren ist Dr. Schulz Mitglied des Präsidiums bzw. Vorstandes des Hauptverbandes der Bauindustrie und seit 1938 sehen wir ihn im Vorstand unseres Deutschen Beton-Vereins e. V. als besonders geschätzten Kollegen, geachteten Ratgeber und Freund.

Zahlreich sind auch die Ehrungen, die diese Arbeit würdigten. So hat die Technische Universität Berlin-Charlottenburg ihm im Jahre 1948 die Würde eines Dr.-Ing. ehrenhalber verliehen und der Deutsche Beton-Verein e. V. hat in seiner letzten Mitgliederversammlung in Essen Dr. Schulz zum Ehrenmitglied ernannt.

„in dankbarer Würdigung seiner unermüdlichen Mitarbeit und seiner ausschlaggebenden und stets auf die Ziele des Vereins ausgerichteten Anregungen als Vorstandsmitglied des Vereins seit 1938, ebenso auch in Anerkennung seiner vorbildlichen



Leistungen als Unternehmer, der mit größter Energie und Zähigkeit die Anwendung neuer Bauarten und Bauverfahren und neuer wissenschaftlicher Erkenntnisse so erfolgreich förderte, daß sie zum Allgemeingut werden konnten“.

Nicht nur die Firma Dyckerhoff & Widmann K.G., darüber hinaus die ganze Fachwelt erwartet noch Großes von Herrn Dr. Schulz, und so werden seine vielen alten und jungen Freunde und Verehrer sich in dem Wunsch zusammenfinden, daß ein gütiges Schicksal dem Jubilar noch viele Jahre einer gesegneten und beglückenden Arbeit, aber auch eine reiche Ernte seines Wirkens schenken möge.

Minetti.

Berichtigungen

zu Lehrstuhl für Stahlbetonbau, **Rechenbeispiel für eine einfache Brücke aus Spannbeton**. B. u. St. 49 (1954), Heft 5, S. 123.

Herr Dr.-Ing. Karl Gersuny, Konstanz, macht dankenswerterweise auf folgendes aufmerksam:

1. Auf Seite 124, rechts Mitte, muß es heißen: $q_{\infty} = 2 \cdot k$ (statt $q_{\infty} = 20 k$).
2. Auf Seite 124, rechts unten ist bei der Ausrechnung des Spannungsabfalls durch Kriechen und Schwinden für Z_t ein Fehler unterlaufen. Die vorletzte bzw. letzte Zeile muß

$$\text{statt} \quad = - \left(660 - 364 + 187,8 \cdot \frac{1}{q_{\infty}} \right) (1 - e^{-0,241 q_{\infty}}) \\ = - \left(296 + \frac{187,8}{q_{\infty}} \right) (1 - e^{-0,241 q_{\infty}})$$

$$\text{lauten:} \quad = - \left(660 - 364 + 126,4 \cdot \frac{1}{q_{\infty}} \right) (1 - e^{-0,241 q_{\infty}}) \\ = - \left(296 + \frac{126,4}{q_{\infty}} \right) (1 - e^{-0,241 q_{\infty}}).$$

Dementsprechend gilt $Z_t = -137,4 t$ statt $-149,1 t$, $\frac{Z_t}{Z_v} \cdot 100\%$ = $20,8\%$ (statt $22,6\%$).

Durch das veränderte Z_t ändern sich die Spannungen der Zahlen-tafel und des Bildes 4 geringfügig.

Bücherschau

Neue Moselbrücke Koblenz. Festschrift zur Einweihung und Verkehrsübergabe der Neuen Moselbrücke Koblenz am 24. Juli 1954. (Erweiterter Sonderdruck aus „Der Bauingenieur“, Jahrg. 29 (1954), Heft 8. 52 S. mit 66 Bildern. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1954, Springer-Verlag. Geh. 5,— DM.

Die vorliegende Festschrift zur Einweihung und Verkehrsübergabe der neuen Moselbrücke in Koblenz stellt eine Fundgrube dar für jeden, der an Spitzenleistungen des Bauingenieurwesens interessiert ist.

Neben den einleitenden Worten des Bundesverkehrsministers, des Ministerpräsidenten von Rheinland-Pfalz und des Oberbürgermeisters von Koblenz enthält die Schrift eine Darstellung der Geschichte der Koblenzer Rhein- und Moselbrücken (Verfasser: Stadtarchivdirektor a. D. Dr. Hans Bellinghauser, Koblenz), einen Bericht von Stadtbaudirektor Bitzegeio, Koblenz, über frühere und jetzige Verkehrsprobleme an diesem wichtigen Verkehrsknotenpunkt, einige kurze, aber wesentliche Worte des architektonischen Gestalters dieses Bauwerks, Dipl.-Ing. Lohmer, Architekt BDA, Köln, und eine Abhandlung von Prof. Dr.-Ing. Mehmelt über die außerordentlich wichtige Frage der Wärmespannungen in den Brückenhauptträgern und die zur Ableitung der Abbindewärme getroffenen Maßnahmen.

Kernstücke der Schrift aber sind der Aufsatz über Entwurf und Berechnung von Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Finsterwalder und Dr.-Ing. Knittel (17 Seiten, 29 Bilder) und der über die Baudurchführung von Dipl.-Ing. Gries, Koblenz, und Dipl.-Ing. Schwarzer, Wiesbaden (10 Seiten, 21 Bilder).

Das Bauwerk hat neben seiner Wichtigkeit für den linksrheinischen Straßenverkehr vor allem durch zwei Umstände besondere Bedeutung. Seine Abmessungen (101,47 + 113,90 + 122,85 m) übertreffen nicht nur die Spannweiten der Wormser Brücke, sondern werden noch eindrucksvoller, wenn man bedenkt, daß der vom rechten Ufer ausladende Kragarm eine Länge von 65,9 m hat. Eine solche Kragarmlänge würde also für eine Balkenbrücke mit einer Spannweite von 132 m ausreichen, womit beinahe schon die Größenordnung der weitest gespannten Stahlbetonbogenbrücke Deutschlands (Teufelstal-

brücke im Zuge der Autobahn Jena—Gera mit $l = 139$ m) erreicht ist. Zum anderen erscheint besonders bemerkenswert die Tatsache, daß der Überbau, wie vorgesehen, in der ungewöhnlich kurzen Bauzeit von 7 Monaten und dabei unter Einsatz von 80% Notstandsarbeitern aus dem Raume Koblenz fertiggestellt werden konnte.

Die Broschüre verdient besonderes Interesse, weil m. W. bisher noch an keiner Stelle der Literatur so lückenlos über alle Probleme des Spannbeton-Freivorbau, sowohl statischer wie konstruktiver Art berichtet wurde. Dem Statiker wie auch dem Baupraktiker bieten sich eine Fülle wichtiger Einzelheiten.

So berichten Finsterwalder, der Konstrukteur des Bauwerks, und Knittel u. a. auch über die Untersuchungen zur Feststellung des Einflusses des Kriechens auf den Spannungszustand. Beim Freivorbau sind ja die gelenkig untereinander verbundenen Träger bei unsymmetrischer Anordnung der Öffnungen ungleich lang und von unterschiedlichem Alter. Die Kriechkurven beider Träger sind also in ihrer Phase gegeneinander verschoben. Diese Tatsachen müssen bei der Überhöhung der Bauglieder berücksichtigt werden. Die von den Verfassern angegebenen theoretischen Überlegungen führen überdies zu dem Ergebnis, daß die nach Beendigung des Kriechens an der Gelenkstelle auftretende Querkraft weit kleiner ist, als sie an dieser Stelle wäre, wenn man das Tragwerk auf Rüstung in einem Zuge hergestellt und ebenso ausgerüstet hätte.

Auch die übrigen Betrachtungen über die Überhöhungen verdienen besondere Aufmerksamkeit. Der bei weitem größte Anteil der erforderlichen Überhöhung entfällt auf das Kriechen nach Schließen der Gelenke, während sich der Einfluß der Fahrbahnaufbauten mit dem verkleinernd wirkenden Abbau der Vorbauwagen etwa aufhebt. Daneben müssen aber auch die Einflüsse der während der verschiedenen Bauzustände auftretenden Verformungen berücksichtigt werden. Eigengewicht und Vorspannung, Kriechen während des Vorbau, Einfluß des Vorbauwagens und dessen Eigenverformung liefern hierzu Beiträge.

Die Richtigkeit dieser Berechnungen wird durch die Messungsergebnisse an der Nibelungenbrücke in Worms bestätigt. Dort wurden die errechneten und in der Überhöhung berücksichtigten Durchbiegungen infolge Kriechens, wie erwartet, bei weitem noch nicht erreicht, da die Annahmen der DIN 4227, die der Berechnung zugrunde liegen, auf der sicheren Seite liegen. Die absurden Gerüchte über unerwartet große Durchbiegungen an diesem Bauwerk (und sogar angeblich bereits vorgenommene Verkehrslast-Beschränkungen) werden durch die an anderer Stelle dieses Heftes veröffentlichten Messungsergebnisse als haltlos erwiesen.

Die Broschüre über die Koblenzer Brücke enthält so viele bemerkenswerte Einzelheiten, daß diese erschöpfend hier nicht einmal aufgezählt werden könnten.

Hingewiesen sei auf die Kühlvorrichtungen mit Eiswasser, die man vorsah, nachdem sich in Worms herausgestellt hatte, daß die Kühlung mit Flußwasser nicht völlig befriedigte. Die Kühlung setzte nach einem Temperaturanstieg von 8° über die Herstellungstemperatur des Frischbetons ein und wurde nach durchschnittlich 15 Std. Kühldauer eingestellt. In der kühlen Jahreszeit wurde übrigens zunächst mit auf 50°C erwärmten Wasser betoniert und dann nach Abbindebeginn mit dem Eiskühlverfahren gekühlt.

Die ausgezeichneten Lichtbilder geben einen guten Eindruck von der vorbildlich gleichmäßigen Betonstruktur und damit von der hervorragenden Arbeit, die hier von der Arbeitsgemeinschaft der ausführenden Firmen Dyckerhoff & Widmann K.G., H. Butzer K.G., Grün & Bilfinger A.G., Philipp Holzmann A.G. und Wayss & Freytag A.G. geleistet wurde.

In Anbetracht des besonderen Wertes dieser Broschüre wäre es zu wünschen, wenn sie über den Bezieherkreis derartiger Festschriften hinaus eine möglichst weite Verbreitung finden würde.

Misch.

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Betonstein-Jahrbuch 1954. Ein Ratgeber für Betonwaren, Betonwerkstein und verwandte Gebiete. 432 S. mit zahlreichen Bildern und Tabellen. Taschenformat. Wiesbaden/Berlin 1954, Bauverlag G.m.b.H. Gebunden 5,— DM.

Karlsruher Akademische Reden — Neue Folge Nr. 10. Haupt, Otto: Baukunst und Technik. Moser, Simon: Philosophie an der Technischen Hochschule. Vorträge anlässlich des Rektoratswechsels am 3. Dezember 1952 im Staatstheater Karlsruhe. 24 S. Karlsruhe, Verlag C. F. Müller. Geh. 1,— DM.